



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

# MODELIZACIÓN NUMERICA DE UNA PRESA DE ESCOLLERA CON NUCLEO DE ASFALTO

TRABAJO REALIZADO POR

**OSCAR EDUARDO ESTACION CASANOVA**

DIRIGIDO POR:

**Núria PINYOL PUIGMARTI**

**Sebastián OLIVELLA PASTELLE**

MÁSTER EN:

**INGENIERÍA DEL TERRENO**

Barcelona, **08 de mayo de 2019**

**Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental**

**TRABAJO FINAL DE MÁSTER**

## AGRADECIMIENTOS

Mi sincero agradecimiento a mis tutores, Núria Pinyol y Sebastián Olivella por su paciencia y consejos certeros durante las reuniones de avance, resolviendo dudas y consultas inclusive en los pasillos del departamento.

Agradecer a mis profesores del máster quienes me inculcaron la buena práctica durante el periodo lectivo. Especial agradecimiento a Jean Vaunat por su desinteresada colaboración durante el desarrollo del trabajo.

Finalmente, el agradecimiento a mis padres quienes son mi motivación para salir adelante, por ellos no estuviera acá.

Las presas de escollera con núcleo de asfalto se construyen desde hace más de 50 años. El núcleo asfalto, que cumple la principal función de barrera impermeable, presenta un buen comportamiento ante sollicitaciones estáticas y dinámicas deformándose de manera conjunta con los materiales que lo confinan y no presenta problemas de erosión interna.

El objetivo del presente trabajo de investigación es el análisis hidro-mecánico de la presa Yele de escollera con núcleo de asfalto, construida en China. La presa, de 124.5 m de altura, fue construida en 2.2 años. Se dispone de la caracterización de los materiales del cuerpo de presa y medidas de auscultación durante su construcción y llenado del embalse.

El trabajo presenta un análisis numérico avanzado en elementos finitos realizado con el programa Code\_Bright. Code\_Bright ofrece una ventaja importante frente a otros programas computacionales comerciales, incluye el efecto de la succión en los cálculos numéricos durante la simulación. La presa Yele ha sido modelizado en 2 dimensiones, teniendo en consideración la sección transversal más crítica, así como una sección adicional para la verificación de los parámetros elegidos.

Los diferentes tipos de escollera que constituyen los espaldones de la presa Yele se han caracterizado mediante un modelo constitutivo para escollera capaz de reproducir el comportamiento frente a cambios tensionales y de humedad debidos a la rotura de partículas. El modelo es capaz de reproducir los ensayos triaxiales disponibles realizados sobre muestras a diferentes humedades (secas y saturadas).

El comportamiento del material del núcleo asfáltico ha sido reproducido mediante un modelo viscoelástico considerado como principal mecanismo de deformación en este tipo de materiales y capaz de reproducir las deformaciones diferidas en el tiempo.

Una vez calibrados los parámetros constitutivos, se simula la construcción de la presa y el llenado del embalse. El análisis de las tensiones efectivas revela la importancia de la rigidez relativa entre espaldones, transiciones y núcleo asfáltico y el efecto del colapso debido al mojado. La comparación entre los resultados numéricos y los valores medidos ha sido muy satisfactoria.

Se realizó un análisis de sensibilidad de algunos parámetros difíciles de calibrar a partir de ensayos de laboratorio. Con el objetivo de reproducir las deformaciones diferidas en el tiempo se estudió la influencia de la viscosidad en el modelo. Estos parámetros han sido calibrados con el propio modelo a partir de las medidas observadas in situ reportadas. En definitiva, el modelo numérico es capaz de reproducir con bastante certeza el efecto de la fluencia en el cuerpo de presa, confirmándose así la importancia de calibrar los parámetros viscosos.

## ABSTRACT

Asphalt core dams have been built for more than 50 years. The asphalt core, which fulfils the main function of impervious barrier, presents a good behavior before static and dynamic requests deforming in a joint way with the materials that confine it and does not present problems of internal erosion.

The main focus of this work is the hydro-mechanical analysis of the dam Yele of Rockfill with asphalt core, built in China. The dam has 124.5 m high, was built in 2.2 years. The characterization of the body dam materials and measures of field instrumentation during its construction and filling of the reservoir is available.

The work presents an advanced numerical analysis in finite elements carried out with the program Code\_Bright. Code\_Bright offers a significant advantage over other commercial computer programs, including the effect of suction on numerical calculations during simulation. The Yele Dam has been modeled in 2 dimensions, taking into consideration the most critical cross section, as well as an additional section for the verification of the chosen parameters.

The different types of Rockfill that constitute the shoulders of the Yele dam have been characterized by a constitutive model for Rockfill able to reproduce the behavior against tension and humidity changes due to the breakage of particles. The model is able to reproduce the available triaxial tests made on samples to different humidities (dry and saturated state).

The behavior of the asphalt core material has been reproduced by a model viscoelastic considered as the main mechanism of deformation in this type of materials and able to reproduce deformations time-dependent.

Once the constitutive parameters are calibrated, the dam construction is simulated and the reservoir is filled. The analysis of the effective tension reveals the importance of the relative stiffness between shoulders, transitions and asphalt core and the effect of collapse due to wet. The comparison between the numerical results and the measured values has been very satisfactory.

A sensitivity analysis of some parameters difficult to calibrate from laboratory tests was carried out. In order to reproduce deferred deformations over time, the influence of viscosity on the model was studied. These parameters have been calibrated with the model itself based on the measures observed in situ reported. In short, the numerical model is able to reproduce quite certainly the effect of the creep in the body of dam, thus confirming the importance of calibrating the viscous parameters.

## NOMENCLATURA

$a$	Fracción del coeficiente volumétrico que provee el coeficiente de creep desviador (RM)
$E$	Módulo de elasticidad
$e$	Relación de vacíos
$e_o$	Relación de vacíos inicial
$F$	Función de fluencia (RM)
$G$	Potencial plástico (RM)
$K$	Conductividad hidráulica
$K_r$	Permeabilidad relativa
$k$	Permeabilidad intrínseca
$M$	Pendiente de estados críticos (RM)
$M_{dry}$	Pendiente de estados críticos en condiciones secas
$M_{wet}$	Pendiente de estados críticos en condiciones húmedas
$p$	Tensión principal total (RM)
$p_y$	Tensión principal umbral (RM)
$p_0$	Tensión de preconsolidación (RM)
$q$	Tensión desviadora
$S_r$	Grado de saturación
$s$	Succión
$s_o$	Succión inicial
$\alpha_s$	Parámetro que describe la tasa de cambio de la compresibilidad con la succión total (RM)
$\beta^c$	Parámetro que describe el efecto de la succión sobre la coeficiente de viscosidad para el creep volumétrico (RM)
$\varepsilon, \varepsilon^e, \varepsilon^p, \varepsilon^{vp}$	Deformación total, elástica, plástica y viscoplásticas respectivamente.
$\varepsilon_v$	Deformación volumétrica (RM)
$\eta_d$	Coeficiente de viscosidad desviadora
$\eta_v$	Coeficiente de viscosidad desviadora
$\lambda$	Compresibilidad virgen (RM)
$\lambda^d$	Parámetro de compresibilidad para un estado virgen asociado con el mecanismo de deformación clástico.
$\lambda_0^d$	Compresibilidad virgen clástica en condiciones saturadas.

$\lambda^i$	Parámetro de compresibilidad para un estado virgen asociado con el reagrupamiento de partículas.
$\lambda^t$	Coeficiente de creep (RM).
$\mu$	Parámetro de creep volumétrico para condiciones saturadas (RM)
$\nu$	Coeficiente de poisson
$\sigma_v$	Tensión vertical
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensión total principal

# INDICE

INTRODUCCIÓN .....	1
1. OBJETIVOS .....	3
2. ESTADO DEL ARTE.....	4
2.1 MODELO ELASTOPLÁSTICO ROCKFILL .....	4
2.2 MODELO VISCOELASTICO .....	9
2.3 CODE BRIGHT (DIT-UPC, 2002).....	10
2.4 PRESAS CON NÚCLEO DE ASFALTO .....	11
3. PRESA YELE .....	19
3.1 DESCRIPCIÓN.....	19
3.2 CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS CONSTITUTIVOS .....	23
3.2.1. Parámetros mecánicos .....	23
3.2.2. Parámetros hidráulicos .....	31
3.3 MODELO NUMÉRICO .....	33
4. ANALISIS DE LA PRESA YELE .....	38
5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	51
5.1 INFLUENCIA DEL CREEP .....	51
5.1.1. Bermas talud aguas abajo .....	51
5.1.2. Corona de presa.....	53
6. CONCLUSIONES .....	55
7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	57

# INTRODUCCIÓN

La proyección de presas de materiales sueltos de escollera con núcleo de asfalto, denominadas “Asphalt Concrete Dam” (ACD) se han ejecutado en China, Alemania, Canadá, Estados Unidos, Portugal, España y Brasil desde hace más de 50 años, siendo Alemania uno de los pioneros en ese tipo de presas (Wang, 2008). El núcleo de hormigón asfáltico cumple la función importante de crear una barrera impermeable, flexible y resistente a la erosión interna. Las características del asfalto en términos de rigidez, ductilidad y viscosidad, hacen que las presas de escollera con este tipo de núcleos presenten un buen comportamiento ante sollicitaciones estáticas y dinámicas. La tendencia de emplear este tipo de presas cada vez es más tentadora por los diseñadores debido a su sostenibilidad en el tiempo, características de impermeabilidad tanto para almacenar volúmenes de agua como la retención de depósitos de estériles (relaves).

Las ventajas que presenta este tipo de núcleos (hormigón asfáltico) son: a) Ofrece un método constructivo simple y robusto, b) Muestra un comportamiento flexible y dúctil con propiedades viscoelasto-plásticas, c) Resiste los movimientos producto de movimiento sísmicos, así como la erosión producto de un posible sobrevertido. En definitiva, el hormigón asfáltico muestra una sostenibilidad muy consistente durante la vida útil de la presa, tal como lo detalla Wang en su tesis doctoral (Wang, 2008).

El presente trabajo de investigación tiene por objetivo estudiar el comportamiento de una presa de escollera con núcleo de hormigón asfáltico. Para ello, se ha llevado a cabo un modelo hidromecánico empleando el código de elementos finitos CODE\_BRIGHT desarrollado por el departamento de Ingeniería Geotécnica de la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC) (DIT-UPC, 2002). El código es capaz de resolver un análisis termo-hidro-mecánico acoplado.

El caso de estudio será la presa Yele (Sichuan, China) que formó parte de uno de los proyectos hidroenergéticos más importante en China, la altura de la presa es de 124.5 m., con un ancho de núcleo variable, de 1.20 m. en la base a 0.70 m. en la corona, resulta ser un caso interesante de analizar (Wang et al., 2010).

La tesina se organiza en 06 capítulos, el primer capítulo detallará los objetivos de la presente investigación, el capítulo siguiente, comprenderá una revisión bibliográfica del estado del arte relacionada a este tipo de presas. El capítulo tercero, abarca la descripción del caso de estudio elegido (Presa Yele), calibración de parámetros constitutivo y el desarrollo del modelo numérico. A continuación, el apartado de resultados mostrará la comparación entre lo obtenido a través del modelo numérico y las mediciones in situ. El capítulo quinto describirá el análisis de sensibilidad



realizado en el modelo sobre la afectación del creep en los resultados. Finalmente, el capítulo sexto describirá las conclusiones del trabajo de investigación y futuras líneas de investigación.

# 1. OBJETIVOS

Evaluación tenso-deformacional a través de un modelo numérico que represente el comportamiento una presa de escollera con núcleo de asfalto – presa Yele. Siguiendo esta línea, los objetivos fijados son:

- Revisión bibliográfica de presas con similares características.
- Desarrollo de un modelo acoplado hidro-mecánico de una presa con núcleo de asfalto.
- Emplear los modelos constitutivos disponibles en el código de elementos finitos CODE-BRIGHT, para el modelamiento.
- Evaluar el comportamiento de las soluciones numéricas considerando los modelos constitutivos disponibles en el código de elementos finitos CODE-BRIGHT.
- Calibración de los parámetros para los modelos a ser empleados en el código de elementos finitos.
- Contrastar los resultados obtenidos con las mediciones in-situ disponible.

Calibrar un modelo con capacidad de reproducir los efectos de embalse y desembalse, luego de definir las ecuaciones constitutivas de los materiales,

## **2. ESTADO DEL ARTE**

El ICOLD en su boletín 84 (The International Commission On Large Dams (ICOLD), 1992) compila lo avances obtenidos a lo largo de los años en la técnica de construcción de este tipo de presas, originalmente principal en Alemania. Señala que una de las ventajas principales del hormigón asfáltico por ser un material elasto-plástico, ayuda a prevenir grietas en el mismo producto de la deformación de los espaldones de apoyo, previene una posible erosión interna, cobra mucha importancia al actuar ante eventos sísmicos, es en tal sentido que se recomienda esta técnica en zonas altamente sísmicas. Es importante destacar las características ecológicas de este tipo de materiales dado que son materiales insolubles al agua, asimismo una compatibilidad medioambiental. Además, el ICOLD remarca un punto importante y es que el porcentaje de bitumen se encuentra en el orden del 6% aproximadamente, con lo cual no resulta complicado obtener vacíos por debajo de 3%.

### **2.1 MODELO ELASTOPLÁSTICO ROCKFILL**

Estudios recientes han evaluado el comportamiento de presas de Rockfill, es así que de acuerdo a Oldecop (Oldecop y Alonso, 2004) a través de ensayos edométricos verificaron el efecto de la humedad relativa del medio en el comportamiento mecánico del Rockfill, observándose deformaciones por colapso cuando existía un aumento de la humedad relativa. Lo propuesto por Oldecop fue verificado a través de casos reales de presas en el que la succión y alternativamente la humedad relativa cumple un rol importante en el comportamiento de la presa durante la construcción, embalse y operación de la misma (Alonso et al., 2005).

Oldecop y Alonso (Oldecop y Alonso, 2001) a través del modelo Barcelona Basic Model (BBM) desarrollaron el modelo constitutivo elasto-plástico para materiales de escollera (Rockfill), que al igual que el BBM introdujeron el efecto de la succión para evaluar el comportamiento mecánico para escolleras. Se observó que el comportamiento deformacional está relacionada a la humedad relativa del medio la cual se relaciona directamente con el contenido volumétrico de agua dentro de la muestra de Rockfill.

El comportamiento del material de escollera está determinado por la estructura interna que la compone. De acuerdo a la tesis doctoral publicada por Hueso Cuberos (Hueso Cuberos, 2003) la microestructura es afectada por diversos elementos tales como:

- Pertenecientes a las partículas
  - Partículas de roca

- Microporosidad de la partícula
- Discontinuidades de la partícula
- Fisuras
- Agua líquida que llena la microporosidad
- Vapor de agua que circula por la microporosidad
- Pertenecientes a la interacción entre partículas
  - Vacíos de la escollera
  - Agua líquida
  - Vapor de agua.

Los elementos descritos se pueden observar en la figura 1 .

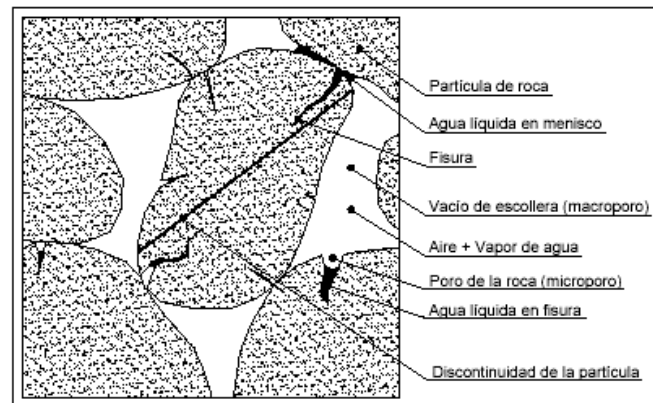
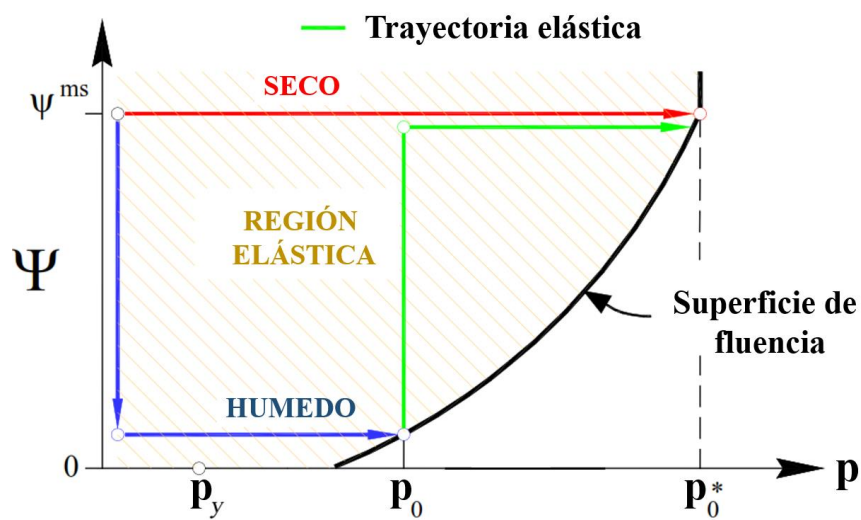


Figura 1. Componentes de la microestructura de la escollera (Hueso Cuberos, 2003)



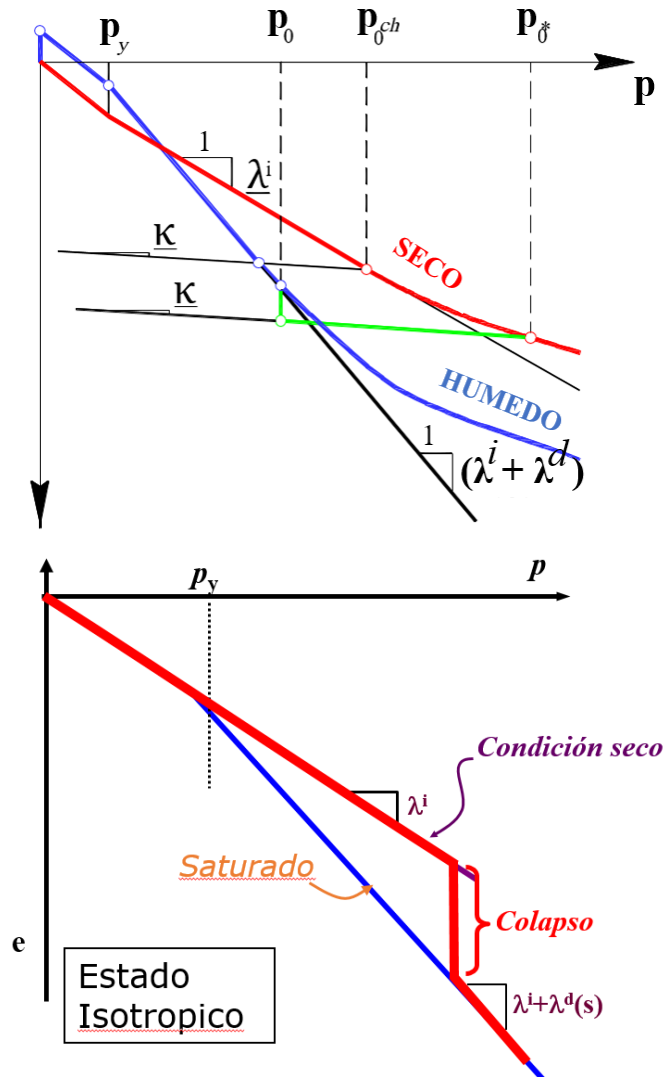


Figura 2.-. Modelo elastoplástico formulado por Oldecop y Alonso (Oldecop y Alonso, 2001).

Acorde con el modelo propuesto, las deformaciones plásticas de la escollera se generan:

a) De forma inmediata y no depende de la presencia de agua, de acuerdo a Oldecop y Alonso (Oldecop y Alonso, 2001) a bajas presiones de confinamiento y temperatura ambiente, la roca no plastifica sino que las deformaciones son resultado del nucleamiento, propagación y coalescencia de microfisturas.

b) Las deformaciones diferidas en el tiempo aparecen una vez el material supere una tensión umbral ( $p_y$ ). En definitiva, la rotura de partículas a lo largo del tiempo involucra procesos de propagación de fracturas.

Según la Figura 2, las líneas de consolidación se describen:

$$d\varepsilon = \lambda^i dp \quad \text{para} \quad p \leq p_y$$

$$d\varepsilon = \lambda dp = [\lambda^i + \lambda^d(\Psi)] dp \quad \text{para} \quad p > p_y$$

Donde,  $p$  es la tensión vertical aplicada,  $p_y$  es la tensión umbral,  $\varepsilon$  es la deformación axial, y  $\lambda^i$  es el índice de compresibilidad instantáneo,  $\lambda^d(\psi)$  es el índice de compresibilidad dependiente de la succión. La figura 2 representa el efecto de la rotura de partículas para interpretar fenómenos observados en ensayos de Rockfill, es importante acotar que el comportamiento descrito está muy influenciado por el grado de fracturación de las partículas de agregado durante la etapa de carga, básicamente en la cantidad de partículas que se fracturan.

Es importante acotar que la compresibilidad del material es mayor si se encuentra en condiciones saturadas, posteriormente, colapsa a una tensión de confinamiento constante mientras la humedad relativa es incrementada. La humedad relativa es introducida en la formulación en términos de succión. El efecto de la succión en los parámetros de compresibilidad en escolleras fue determinado a través de la siguiente expresión:

$$\lambda^d(\Psi) = \lambda_0^d - \alpha_\psi \cdot \ln\left(\frac{\Psi + P_{atm}}{P_{atm}}\right)$$

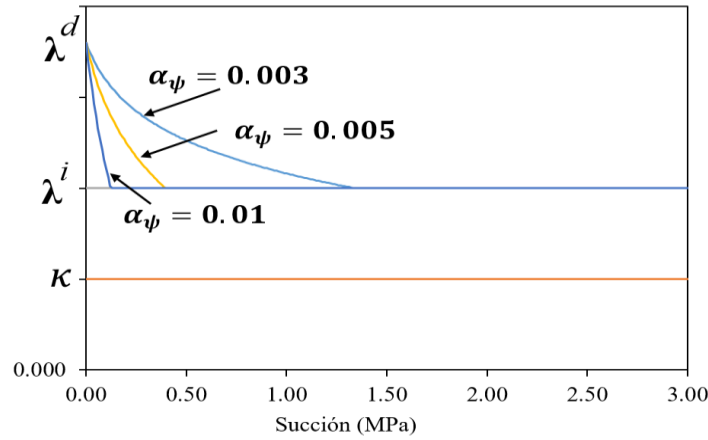


Figura 3.- Trayectoria de los índices de compresibilidad en función a la succión.

Donde,  $\lambda_0^d$  es el valor máximo del índice de compresibilidad,  $\alpha_\psi$  es el parámetro de compresibilidad,  $P_{atm}$  es la presión atmosférica,  $\kappa$  es el índice compresibilidad elástica,

Adicionalmente, se tiene el parámetro de compresibilidad  $\alpha_\psi$  que está definido por:

$$\alpha_\psi = \frac{\chi_\psi + \kappa_\psi}{p_o - p_y}$$

Donde,  $\chi_\psi$  es el índice de colapso,  $\kappa_\psi$  es el índice de expansión y compresión,  $p_o$  es la tensión constante aplicada,  $p_y$  es la tensión umbral.

La superficie de fluencia obtenida de trayectorias secas y luego pasar a condiciones saturadas, implica la reducción de la succión bajo tensión constante, finalmente se continúa con la carga a succión constante. Producto de lo descrito anteriormente se define la siguiente expresión:

$$p_o(s) = p_y + \frac{(\lambda^t - \kappa)(p_o - p_y)}{\lambda^t + \lambda^d(\psi) - \kappa} \quad \text{Para } p_o > p_y$$

$$p_o(s) = p_y \quad \text{Para } p_o \leq p_y$$

Donde:  $p_o$  es el parámetro de endurecimiento.

### **Deformación dependiente del tiempo – Creep**

Oldecop (Oldecop y Alonso, 2007) evaluó el efecto de la succión o alternatively la humedad relativa sobre el comportamiento tenso deformacional de muestras de Rockfill, a partir de ello se obtuvo el coeficiente de compresibilidad dependiente del tiempo ( $\lambda^t$ ), este efecto viene dado por la velocidad de propagación de grietas, y se encuentra en función de la tensión de confinamiento; ello explica que los asentamientos acumulados en materiales de escollera es un proceso que nunca terminará.

La expresión que define el coeficiente de compresibilidad dependiente del tiempo  $\lambda^t$  es:

$$\lambda^t = \frac{d\varepsilon}{d(Lnt)}$$

El valor  $\lambda^t$  a través de ensayos experimentales determinaron un comportamiento lineal una vez sobrepasa la tensión umbral, sin embargo a elevadas tensiones no es muy claro esta linealidad.

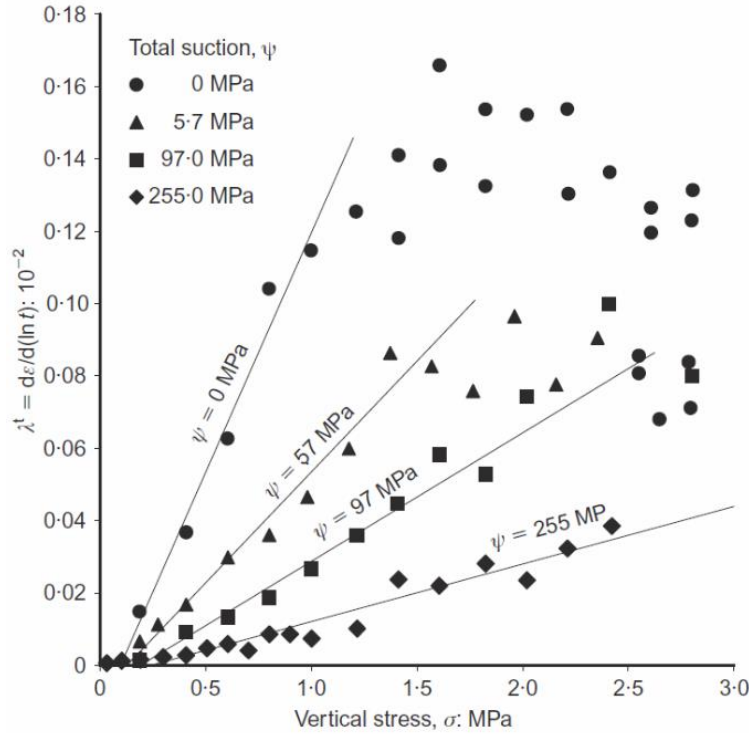


Figura 4. Índice de compresibilidad dependiente del tiempo (Oldecop y Alonso, 2007).

La tasa de deformación viscoelástico del Rockfill se encuentra calculada a través de la siguiente expresión:

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \left( \frac{1}{2\eta_d} (\sigma' - p'I) + \frac{1}{3\eta_v} p'I \right)$$

Donde,  $\eta_v$  se obtiene a partir de la siguiente expresión

$$\frac{1}{\eta_v} = \frac{\mu}{t} \left( 1 - \beta^c \ln \left( \frac{\psi + 0.1}{0.1} \right) \right) \quad \eta_d = B\eta_v$$

Donde:  $\mu$  y  $\beta^c$  son parámetros constitutivos. Se asumió un valor de B igual a 0.1 de acuerdo a trabajos previos realizados (Alonso et al., 2005, 2011); t, es el tiempo en segundos;  $t_0$  es el tiempo de referencia, y  $\psi$  la succión.

## 2.2 MODELO VISCOELASTICO

Definimos a los materiales viscoelásticos como todos aquellos materiales donde la relación de tensión deformación incluye el tiempo. Para el desarrollo del presente trabajo se ha simplificado el análisis numérico, empleándose un modelo viscoelástico. El material que adoptará estas propiedades será el hormigón asfáltico.



El modelo elegido toma en cuenta una viscosidad lineal; la tasa de deformación se encuentra expresada a través de la siguiente expresión:

$$\frac{d\boldsymbol{\varepsilon}}{dt} = \left( \frac{1}{2\eta_d} (\boldsymbol{\sigma}' - p'\mathbf{I}) + \frac{1}{3\eta_v} p'\mathbf{I} \right) \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

$\boldsymbol{\sigma}'$ : tensor de tensiones efectivas ( $\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} + P_f$ , donde  $P_f = \max(P_g, P_l)$ ).

$p'$ : tensión efectiva principal ( $p' = p + P_f$ ),

$\mathbf{I}$ : tensor identidad.

La ecuación anterior determina las deformaciones por creep, a lo largo del tiempo, a partir de dicha formulación es posible observar una viscosidad inicial, seguido de una deformación viscosa a lo largo del tiempo, denominada viscosidad primaria.

La deformabilidad del hormigón asfáltico es caracterizado por la deformación volumétrica y desviadora. La viscosidad volumétrica deberá tener valores mayores si lo que se pretende es observar el efecto de la viscosidad desviadora, dado que no se precisa tener deformaciones volumétricas.

El modelo viscoelástico lineal empleado para el hormigón asfáltico se ajusta adecuadamente al bitumen, tal como lo describe Ravdosky en su libro “Viscoelastic properties of Asphalts” (Radovski y Teltayev, 2018).

En el siguiente capítulo se observará que el modelo viscoelástico lineal empleado reproduce de forma adecuada la trayectoria del ensayo creep sobre muestras de asfalto reportadas por Wang (Wang, 2008).

### 2.3 CODE BRIGHT (DIT-UPC, 2002)

El código de elementos finitos empleado para el presente trabajo fue Code Bright, desarrollado por el departamento de Ingeniería Geotécnica de la Universidad Politécnica de Catalunya. El código es capaz de resolver de forma acoplada, problemas mecánicos, térmicos y de flujo (aire y agua) en un medio poroso.

El software elegido como pre-procesador y post-procesador ha sido GiD, en donde ha sido posible discretizar espacialmente el problema según su geometría a través de una malla de elementos finitos. Posteriormente con el empleo del código (Code-Bright) obtener por convergencia las incógnitas asociadas al problema. El código ofrece al usuario diferentes modelos constitutivos de acuerdo al tipo de problema a resolver así

también de acuerdo a los materiales. Para efectos del presente trabajo, se emplearon los modelos constitutivos: Rockfill model y viscoelasticity.

## 2.4 PRESAS CON NÚCLEO DE ASFALTO

De acuerdo al boletín 84 publicada por el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) definen al núcleo de hormigón asfáltico como un material elastoplástico, que previene las deformaciones en el terraplén, además de su impermeabilidad como núcleo. El requisito más importante que debe tener el hormigón asfáltico es su trabajabilidad durante su colocación y compactación.

El hormigón asfáltico reemplaza a los materiales arcillosos empleados de forma muy extensa, principalmente por su metodología de colocación en la presa y reducción muy significativa de las dimensiones de espesor del núcleo.



Figura 5. Presa Storvatn - Noruega (Veidekke, 2008)

Un punto importante a resaltar en este tipo de materiales empleados como núcleos de presas, son los tiempos de colocación in situ, puesto que ésta técnica ha ido mejorando a lo largo de los últimos 30 años, reduciendo significativamente los tiempos de transporte y colocación del hormigón asfáltico en relación a años anteriores y en relación principalmente a núcleos de arcilla.



Figura 6. Construcción de núcleo de asfalto en una presa de relaves.

En muchos casos los anchos finales de núcleo de hormigón asfáltico oscilan en 1 m, no obstante y de acuerdo a las solicitudes este ancho puede variar, especialmente en zonas altamente sísmicas o de acuerdo a estructuras con cierta relevancia, en la Figura 2 se muestra la construcción del núcleo de hormigón asfáltico en una presa de desechos mineros con un ancho de 4 m.

Un gran aporte en la investigación de este tipo de materiales como núcleo impermeable fue llevado a cabo por Kaare Hoeg, quien a través de su libro



Figura 7. Construcción in-situ del núcleo de asfalto, presa Yele (Wang, 2008).



Figura 8. Vista del cuerpo de presa en construcción, presa Yele (Wang, 2008).



Figura 9. Vista final de la presa Yele finalizada (Wang, 2008).

El hormigón asfáltico por más de 50 años se ha venido empleando como barrera impermeable en presas de materiales sueltos. Siendo adecuado su empleo en zonas con alta presencia de precipitaciones, zonas sísmicas, o cimentaciones especiales. A comparación de las presas de materiales sueltos con núcleo de arcilla, los materiales arcillosos su principal desventaja son los periodos de lluvia que dilatan los periodos de construcción.

Es importante durante la fase de construcción de una presa que los materiales con los que se construirá se obtengan del propio sitio o lugares cercanos, en el caso del asfalto a emplear, éstos presentan mayor contenido de filler ( $<0.075$  mm), bitumen y agregado fino

a comparación del usado en los pavimentos convencionales, estos agregados obtenidos de un proceso de trituración.

El hormigón asfáltico es usado en todo tipo de condiciones climáticas y temperaturas, sin embargo, a altas temperaturas las propiedades del asfalto son modificados. El contenido de bitumen empleado para fabricar las mezclas es del orden del 6.5 – 7% del peso total, a comparación de los pavimentos convencionales que requieren un porcentaje más bajo de betún. Para garantizar las características de impermeabilidad y de acuerdo al boletín 84 (The International Commission On Large Dams (ICOLD), 1992) emitido por la Comisión internacional de Grandes Presas, el porcentaje máximo de vacíos deberá ser de 3%, lo cual en términos de tecnología de pavimentos es un porcentaje muy bajo, porcentaje que se logra conseguir dada el contenido de bitumen en la mezcla.

El análisis se realizará en deformación plana, y la sección máxima de la presa se muestra en la Figura 14 y será la que se analizará en el modelo. De aguas arriba hacia aguas abajo, la presa se encuentra constituida básicamente por material de escollera, material de transición, núcleo de hormigón asfáltico, material de transición y finalmente material de escollera.

A continuación, se presentan casos de análisis numérico de presas con características similares.

#### **Presa Aikou (Fang y Liu, 2012)**

La presa de Aikou corresponde a una presa de escollera con núcleo de asfalto ubicada en la ciudad de Chongqing, China. Con una altura de 70 m de núcleo de asfalto. Durante su construcción se tuvo problemas de karst en la cimentación de la presa. Sin embargo, se detallará únicamente características de modelación de la presa. Resultados de ensayos triaxiales sobre muestras de asfalto determinaron que cuando la presión lateral alcanza 0.6-1.2 MPa, la relación tensión deformación del hormigón asfáltico corresponde a una curva hipérbola, en ese sentido se empleó el modelo Duncan y Chang para describir la trayectoria de tensión deformación tanto de la escollera como del asfalto.

De acuerdo a Fang y Liu, y según estudios previos al trabajo descrito el modelo Duncan y Chang se ajustaba a las relaciones tensión-deformación de la escollera y asfalto. Para el proceso de cálculo la fase de construcción se subdividió en 10 capas, mientras que la etapa de embalse en 8 etapas.

Los resultados mostraron que durante las fases de embalse y desembalse se reducen los desplazamientos horizontales e incrementan las verticales, ello sugiere que la variación del nivel de embalse tiene un pequeño impacto en el desplazamiento de la presa, La variación como lo indican puede ser por la deformación por humedecimiento de los materiales Rockfill.

Se observó que las tensiones principales en el núcleo de asfalto son menores al material de transición, y los asentamientos del núcleo son mayores a los del material de transición, lo que indica un efecto arco.

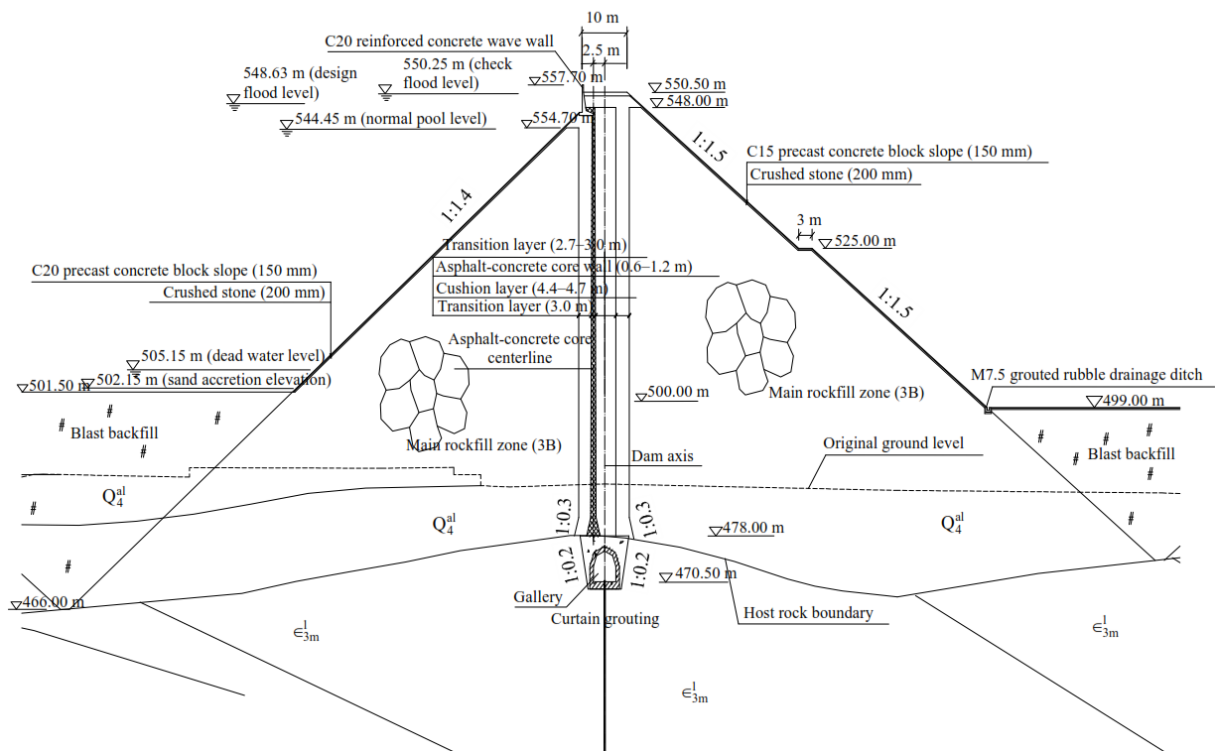


Figura 10. Sección transversal – Presa Aikou (Fang y Liu, 2012).



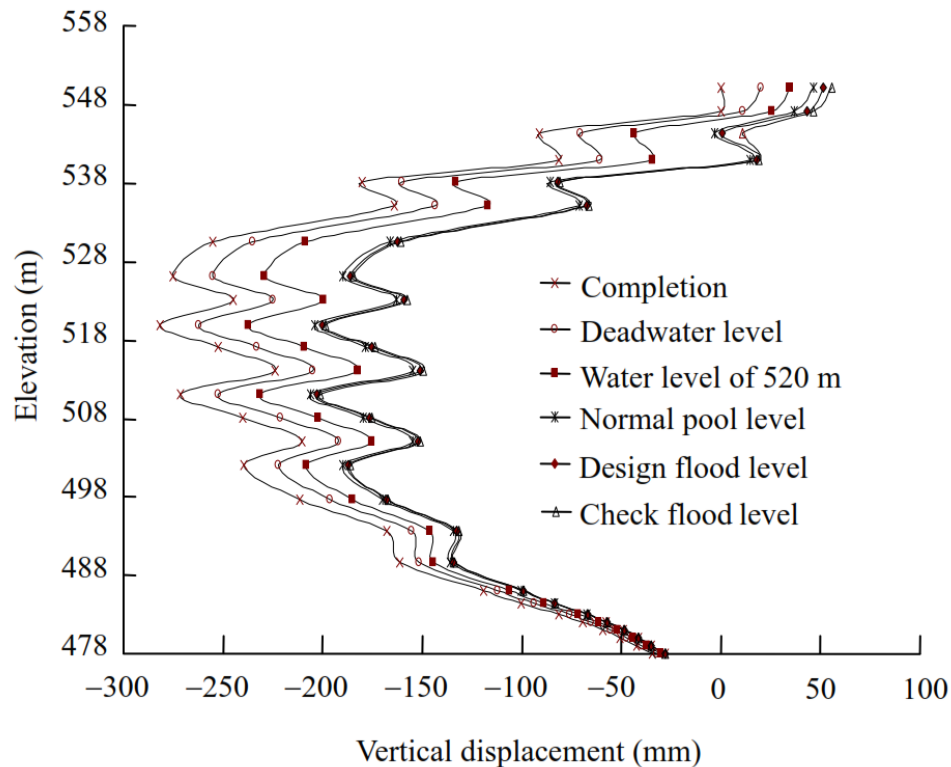


Figura 11. Desplazamientos verticales calculados (Fang y Liu, 2012).

#### **Presa Storglomvatn (Noruega) (Wang, 2008)**

La presa Storglomvatn es una presa ubicada en Noruega, tiene una altura de 125 m. El análisis se realizó en deformación plana y a través de un programa de elementos finitos. Durante el análisis numérico se evaluó la inclinación del núcleo de asfalto. Los resultados indicaron que la inclinación del núcleo no indicó ninguna ventaja en términos de tensiones y deformaciones por la inclinación del núcleo. La zonificación de la presa está formada en definitiva por material de Rockfill en los espaldones, agregado triturado como material de transición, y finalmente el hormigón asfáltico. La etapa de construcción fue desde el año 1993 a 1997 usando un periodo de construcción disponible desde Mayo/Junio a octubre en cada año. La etapa de embalse fue realizada en paralelo a la fase de construcción. El modelamiento numérico se realizó a través de 23 capas horizontales, mientras que el embalse se realizó en 21 capas. Se tuvo limitaciones con el programa de cálculo empleado, debido a que no se lograba reproducir el efecto de mojado durante el embalse de la presa.

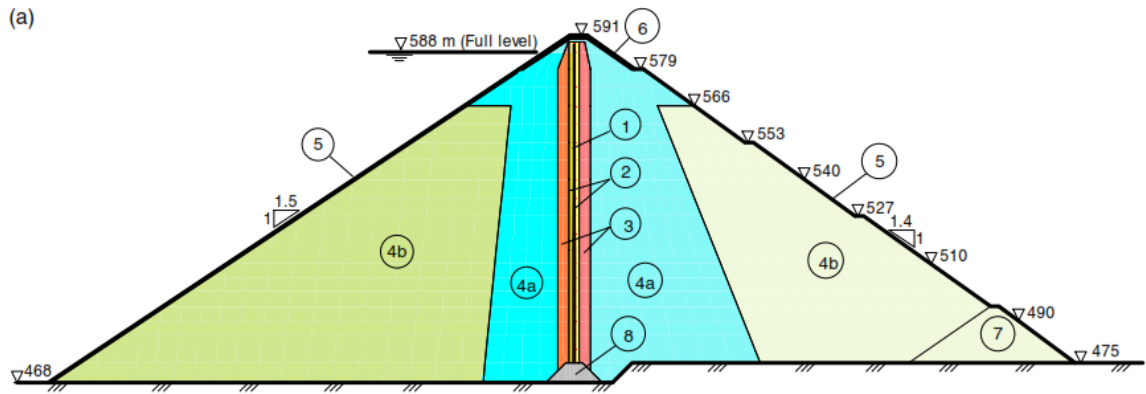


Figura 12. Zonificación de la presa Storglomvatn: 1. Núcleo asfáltico, 2. Zona de transición: gravas, 3. Zona de transición: piedra triturada, 4a. Espaldón bien compactado, roca triturada (0-700 mm), y 4b. Espaldón roca triturada (0-1000mm) (Wang, 2008).

El análisis numérico fue desarrollado en deformación plana e incluyó valores de los parámetros usado en condiciones secas y saturadas para todos los materiales. El desplazamiento máximo calculado se observó a una elevación de 510 m. Donde los desplazamientos calculados y medidos tuvieron diferencias,

Se eligió un modelo de comportamiento no lineal, basándose en trabajos anteriores que reportaban este comportamiento sobre materiales de escollera y gravas. El modelo elegido fue el de Duncan y Chang, y considera el módulo de elasticidad inicial y tangencial en función a la tensión de confinamiento. Los resultados determinaron valores de desplazamientos horizontales muy distantes frente a lo medido.

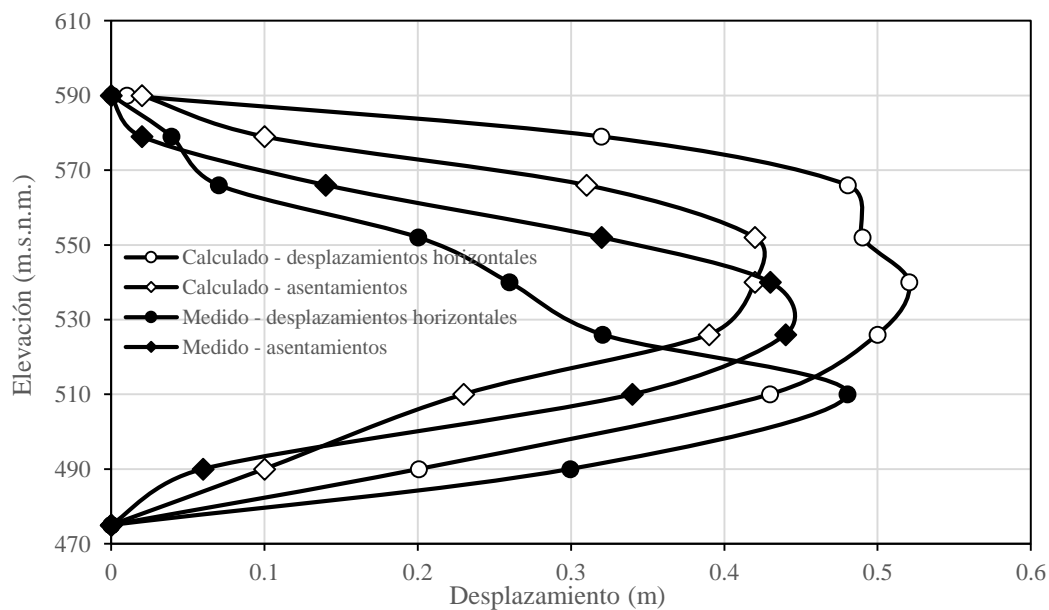


Figura 13. Desplazamientos horizontales y verticales observados con los calculados (Wang, 2008).



Adicionalmente, se analizó la influencia de la viscosidad, introducida como parámetro dentro del modelo no lineal (Duncan y Chang), denominado “Creep stable state”.

El autor recalca que el comportamiento que gobierna al núcleo está gobernado por las deformaciones de la escollera y gravas. de forma que no importa cuánto cambie el parámetro viscoso del asfalto con el tiempo, las deformaciones y tensiones horizontales en el núcleo de asfalto no cambiarán (Wang, 2008).

### 3. PRESA YELE

#### 3.1 DESCRIPCIÓN

La presa Yele está localizada en la provincia de Sichuan (China), se emplaza sobre el río Nanya y pertenece al proyecto hidroenergético Yele, posee una altura de 124.50m, con una longitud de corona de 411 m y 14 m de ancho, con una capacidad de almacenamiento de 298 mm<sup>3</sup>. La construcción de la presa se inició a finales del año 2000 y finalizando a inicios del año 2006. La presa se ubica en una zona de montaña con alta incidencia de precipitaciones, con un total de 6 a 7 meses de lluvias además de contar con un humedad relativa promedio del 86% (Wang et al., 2010).

Dada las condiciones continuas de lluvias y temperaturas bajas en la zona de emplazamiento, la opción de emplear núcleo de arcilla fue descartado, debido a los contenidos de humedad altos muy por encima del óptimo contenido de humedad, ello conllevará a un tiempo mayor para reducir ese porcentaje y posterior colocación. En contraste el asfalto en periodos de lluvia intensa puede ser almacenado en silos calientes y utilizarlo posteriormente cuando las lluvias cesaran, no siendo el factor climático una restricción.

La sección transversal a ser analizada se ubica en la progresiva 0+220, se muestra en la Figura 14, y fue tomada como referencia de la publicación reportada por Wang (Wang et al., 2010). Los taludes aguas arriba y aguas abajo son 1:2 y 1:2.2 respectivamente. El núcleo y el muro pantalla son conectados a través del plinto como elemento estructural. El núcleo de hormigón asfáltico fue construido de forma vertical y ubicado ligeramente aguas arriba del eje central de presa, presenta un ancho de 1.20 m en la base del núcleo hasta alcanzar 0.6 m en la cresta de la presa. El núcleo de asfalto se encuentra apoyado a ambos lados por un material de transición y filtro, como se muestra en la figura 14. Los espaldones aguas abajo y arriba presentan zonas de Rockfill 1, 2 y 3 corresponden grava triturada con partículas de tamaño 800 mm Sin embargo, el espaldón aguas abajo en el pie de presa, se aprecia un material llamado Berma o Talón (6) donde las partículas presentan un tamaño máximo de 1200 mm (Wang et al., 2010).

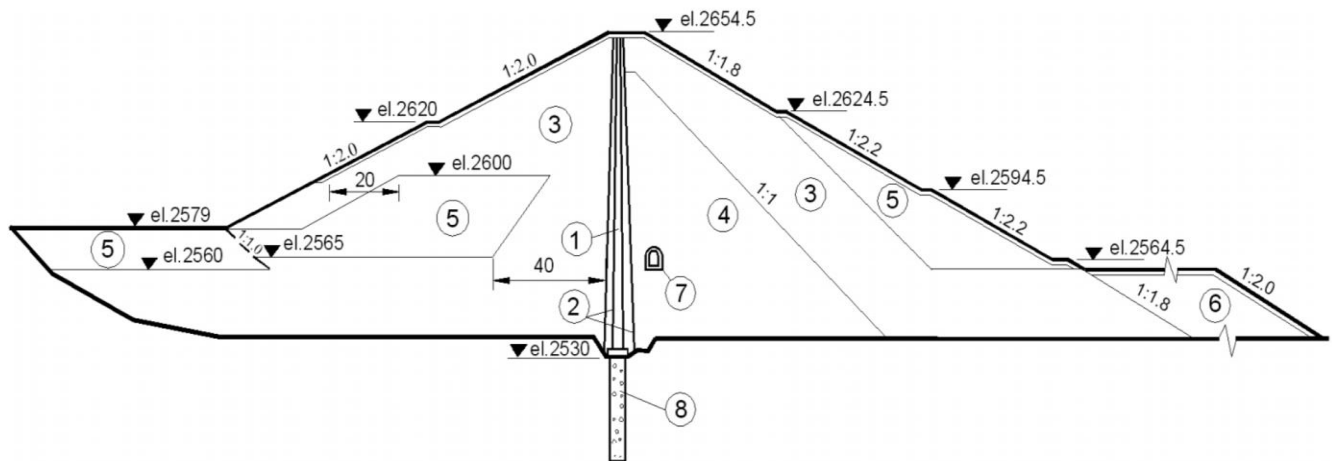


Figura 14. Sección transversal, progresiva 0+220.

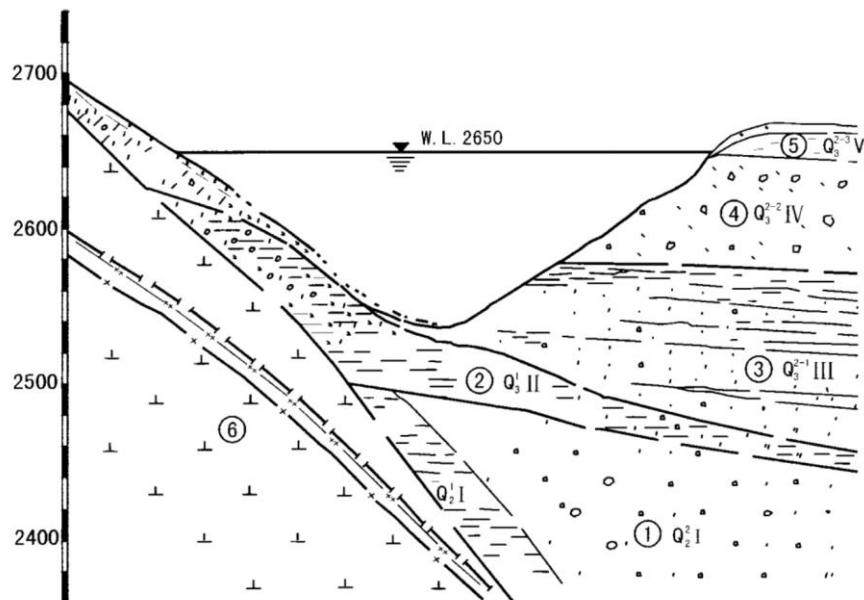


Figura 15. Sección transversal geológica, fundación, presa Yele.

De acuerdo a la

Figura 15, tenemos:

1. Gravas con capas de limo arenoso
2. Capas rígidas, suelo cohesivo sobreconsolidado con piedras
3. Gravas con capas de material vegetal
4. Gravas
5. Suelo arenoso con fragmentos de suelo vegetal carbonizado
6. Macizo rocoso (Dirorita de cuarzo).

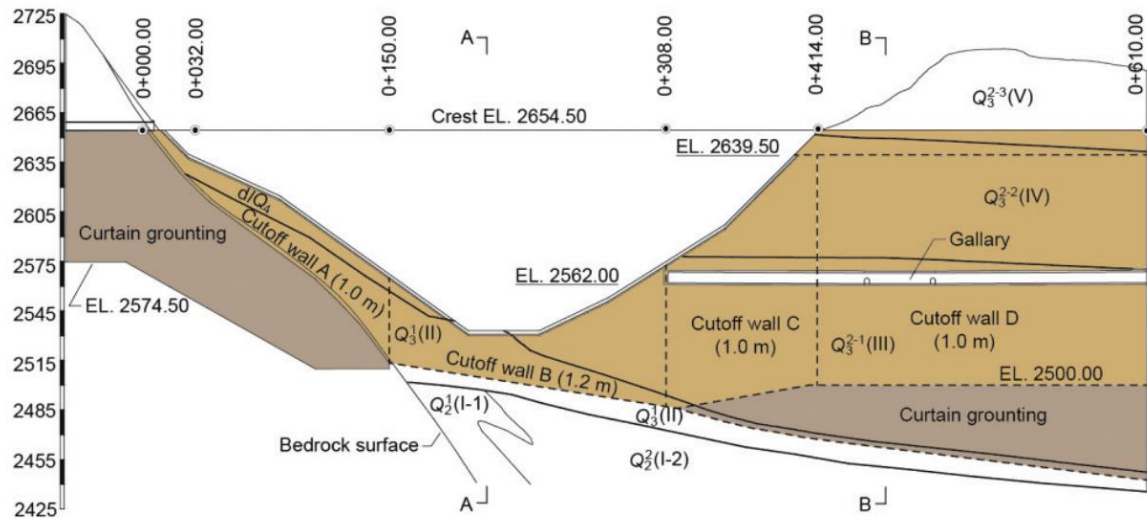


Figura 16. Sección geológica – Presa Yele (Wang et al., 2010)

La fase de construcción fue modelada a través de capas horizontales (13 capas). los periodos de tiempo se detallan en la tabla 3.

La fase de llenado del embalse se modeló a través de rampas de incremento de presión siguiendo la trayectoria mostrada en la Figura 17.

La geología que caracteriza en la zona de emplazamiento de la presa, de acuerdo a la Figura 16, se caracteriza por:

- $Q_2^1$  y  $Q_2^2$  I , gravas con capas de limo.
- $Q_3^1$  II, suelo contaminado sobreconsolidado y firme, con una significant cantidad de gravas, pero con una baja permeabilidad, espesor de 31-46 m.
- $Q_3^{2-1}$  III, gravas con capas de vegetal, espesor 46 - 154 m.
- $Q_3^{2-2}$  IV, gravas con un espesor de 65 – 85 m.
- $Q_3^{2-3}$  IV, capas de arena limosa con fragmentos de plantas carbonizadas, espesor de 90 – 107 m.

Debido a que la presa se emplaza en una región lluviosa de China, con una humedad relativa aproximada del 89% (Wang et al., 2010) no se consideró el efecto de las precipitaciones dado el poco margen que teníamos para observar el efecto de colapso por el cambio de humedad relativa en el medio, en tal sentido el efecto de colapso se logró observar de manera más adecuada considerando únicamente la fase de llenado,

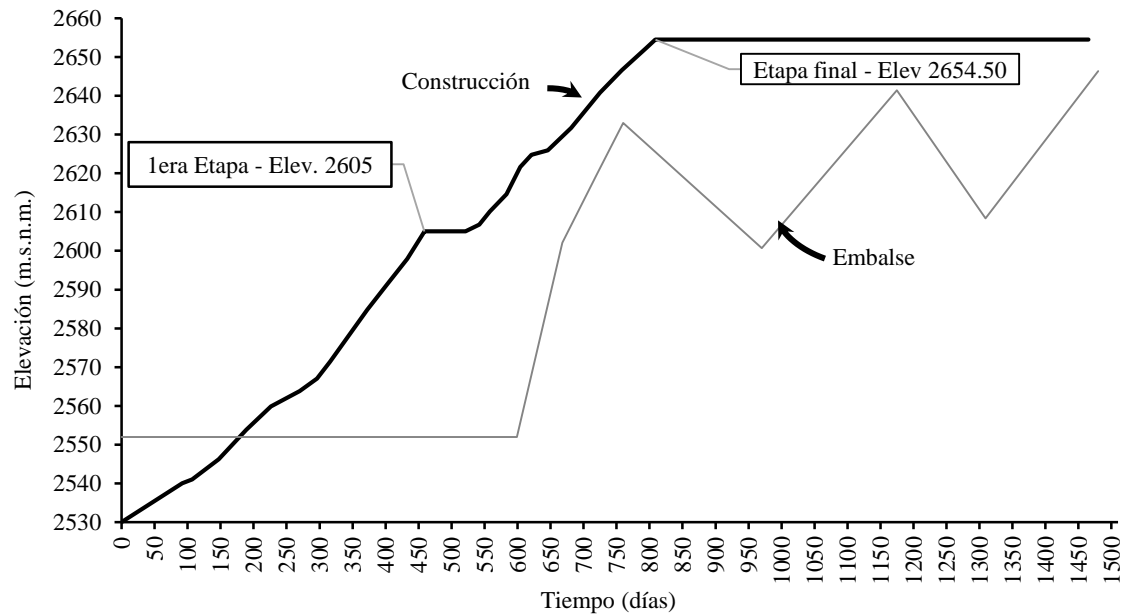


Figura 17. Fase de construcción y llenado.

### Instrumentación geotécnica

El programa de monitorización en la presa Yele está conformado por extensómetros, inclinómetros, galgas extensométricas, y puntos topográficos aguas abajo de la presa. A lo largo del eje principal de la sección D se ubica el extensómetro EX-01-D desde la base del núcleo hasta la corona de presa. Aguas abajo del núcleo de presa se ubican en la sección D galgas, denominadas, G-01-D, G-02-D y G-03-D ubicadas a 1.5 m, 15 m y 25 m respectivamente, medidos desde la base del núcleo de asfalto. Inclinómetros son usados continuamente para medir desplazamientos en los estribos, terraplenes, cimentaciones y estructuras. La presa Yele dispone de inclinómetros en las bermas ubicadas a 1/2H y 3/4H en el talud aguas abajo. Hitos o puntos topográficos han sido instaladas tanto en la corona de presa como en las bermas en el talud aguas abajo (Wang et al., 2010).

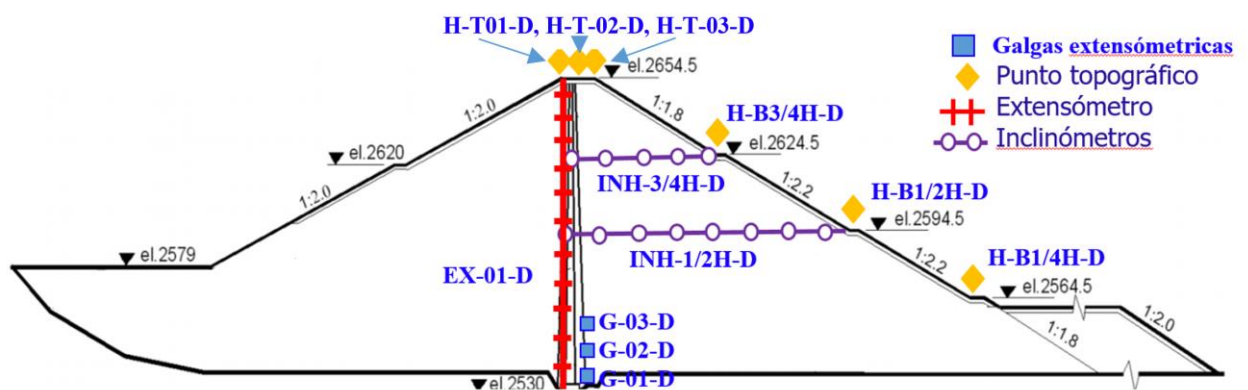


Figura 18. Instrumentación geotécnica disponible en la presa Yele.

## 3.2 CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS CONSTITUTIVOS

### 3.2.1. Parámetros mecánicos

#### - Simulación de ensayos triaxiales

Dado que dentro de la información bibliográfica disponible del caso de estudio no se cuenta con ensayos triaxiales o edométricos realizados sobre los materiales, el presente trabajo se basó en los parámetros de diseño que se emplearon en las publicaciones reportadas por Wang (Wang et al., 2010) que emplea el modelo hiperbólico Duncan y Chang para su modelización.

De acuerdo a la información reportada por Wang (Wang et al., 2010) se contó con parámetros del modelo hiperbólico en condiciones saturadas y secas, las que no sirvió para reproducir la trayectoria tensión-deformación en ambas condiciones así ajustar los parámetros del modelo constitutivo Rockfill Model (RM).

Se realizó la simulación de ensayos triaxiales de los materiales a través del código de elementos finitos CODE-BRIGHT, por medio de un modelo axisimétrico integrado por elementos triangulares, a la cual fueron aplicados condiciones de contorno de flujo, tensión y deformación a través de un acoplamiento hidro-mecánico.

La simulación del ensayo de laboratorio de la muestra de suelo se realizó a una presión de confinamiento predeterminada, en una primera etapa a una succión inicial alta (20 MPa) es decir en condiciones secas, para luego en una etapa de inundación hasta alcanzar una succión igual a 0, y finalmente la tercera etapa se continuó con el ensayo en condiciones saturadas.

Dicho esto, el modelo es capaz de reproducir el efecto del cambio de la succión en la muestra, a través de una rampa de presión, ideal si se desea analizar materiales parcialmente saturados.

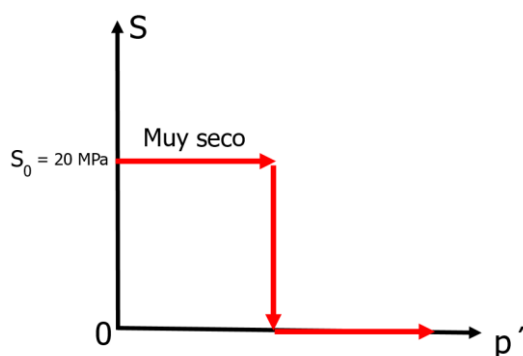


Figura 19. Trayectoria de tensiones en simulación de ensayos triaxiales.

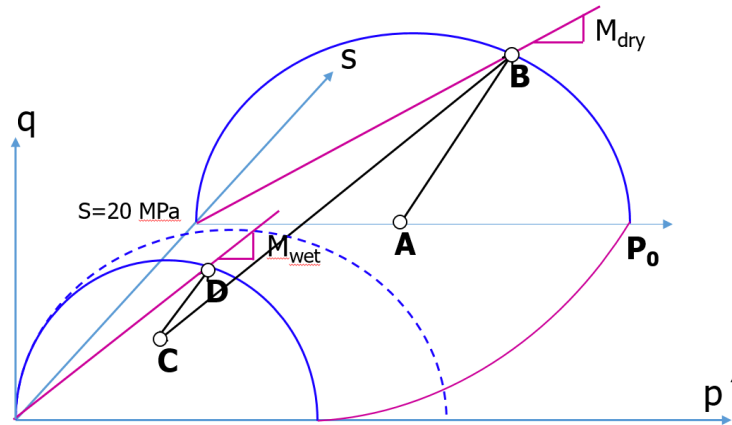
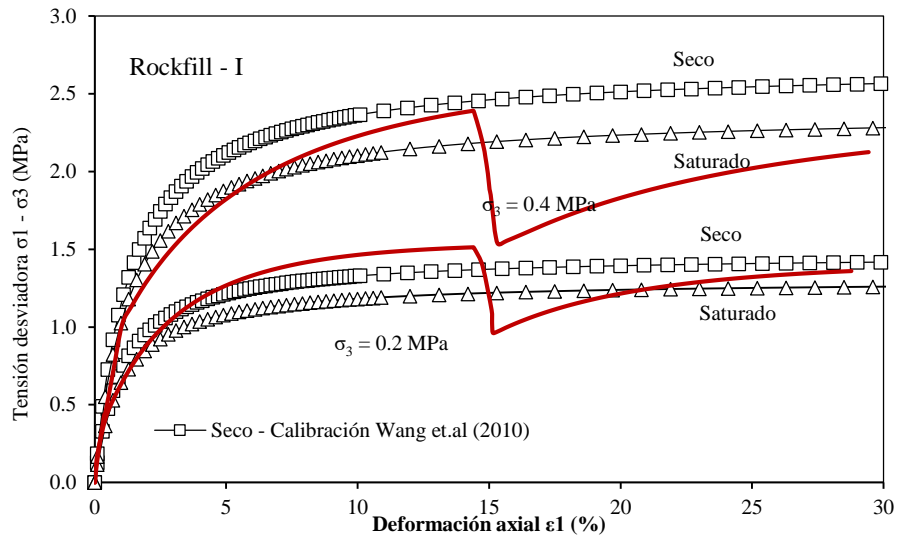


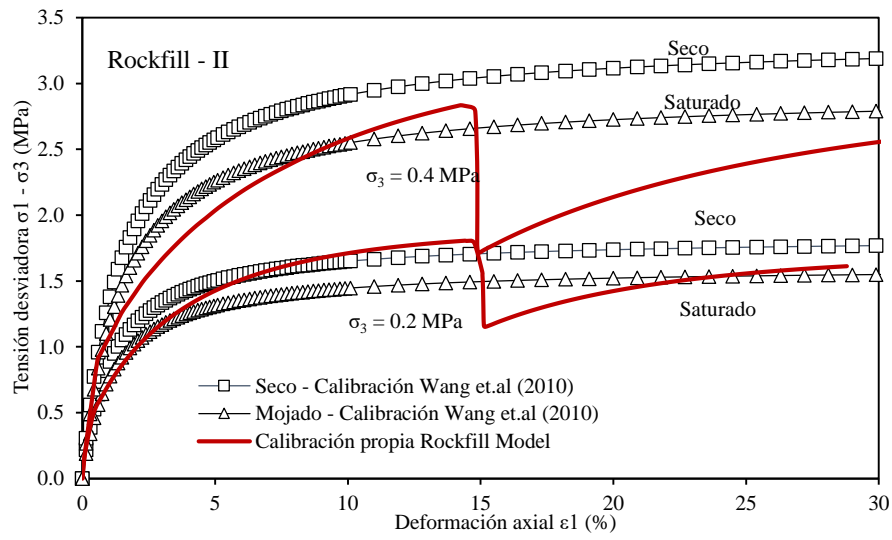
Figura 20. Esquema de trayectoria de tensiones adoptada.

De forma esquemática se observa en la Figura 20 se inicia la simulación del ensayo triaxial en el punto A a una tasa de desplazamiento vertical determinada, que representa la consolidación isotrópica a una presión de confinamiento, y a una succión muy alta, que para el caso se adoptó un valor de 20 MPa, la trayectoria de tensiones incrementará, aumentando de igual manera la superficie de fluencia hasta llegar al punto B, por consiguiente se tendrá una presión de preconsolidación  $P_0$  a una succión de 20 MPa. Una vez alcanzado el punto B, un proceso de inundación es sometido la muestra generando deformaciones volumétricas hasta llegar al punto C en condiciones saturadas. Debido a las deformaciones volumétricas la superficie de fluencia es reducido. El ensayo continuó su proceso en condiciones saturadas hasta alcanzar el estado final en el punto D, incrementando de igual manera la superficie de fluencia. Esta simulación permitió comprobar los valores de las pendientes de estado crítico en condiciones saturadas y secas.

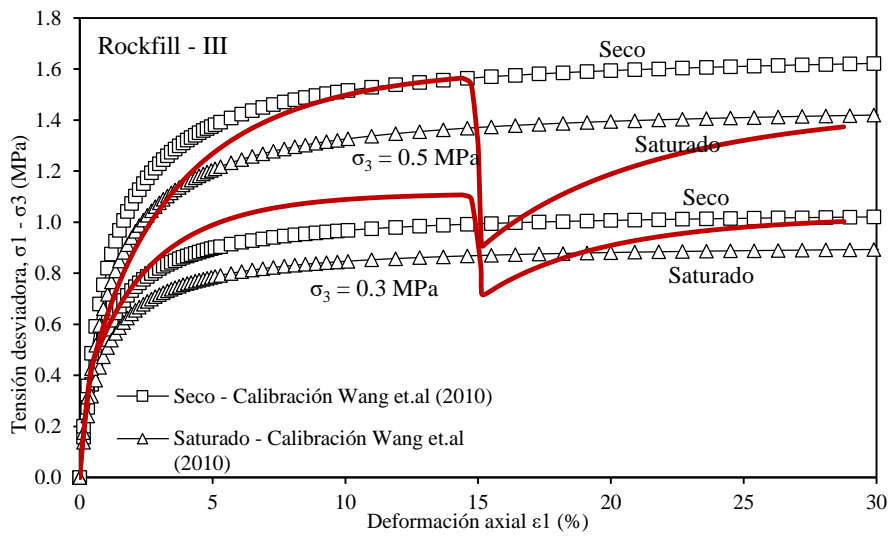
Las trayectorias mostradas en la Figura 21 tanto en condiciones secas como saturadas fueron obtenidas a partir de la publicación bien detallado reportado por Wang (Wang et al., 2010). Wang empleó el modelo hiperbólico Duncan y Chang (Duncan y Chang, 1970), muy extendido por su facilidad de interpretar los parámetros que lo componen. Las trayectorias que se pueden apreciar con marcadores en forma cuadrangular y triangular han sido calibrados a partir de los datos reportados por Wang. El presente estudio no detalla el modelo hiperbólico Duncan y Chang.



a) Rockfill I

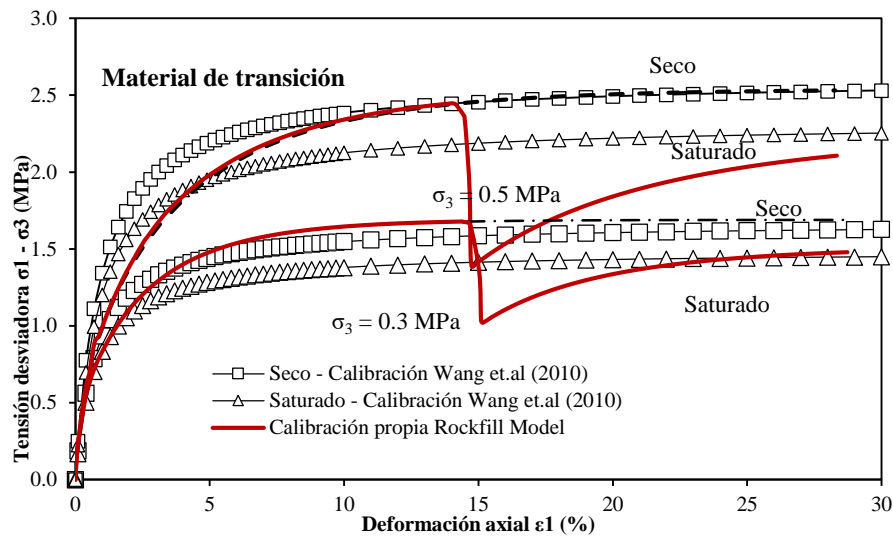


b) Rockfill II

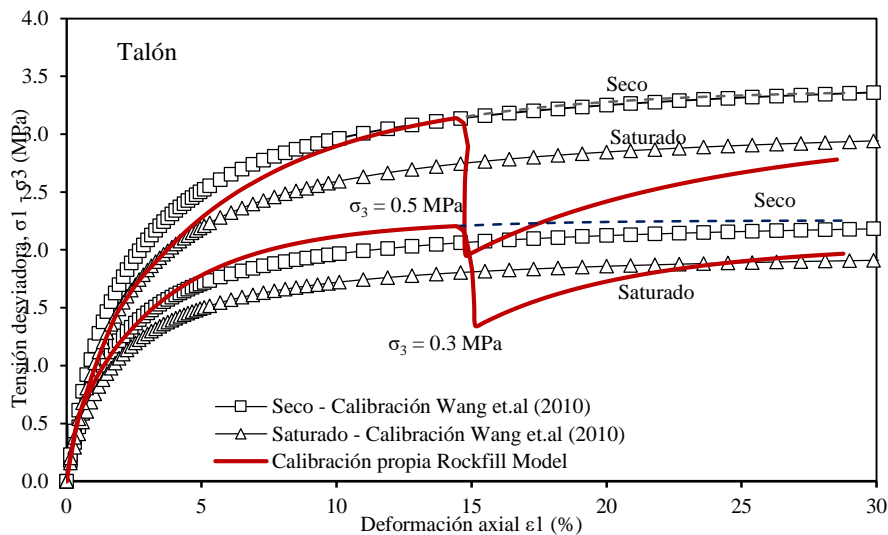


c) Rockfill III





d) Material de transición



e) Talón

Figura 21. Curvas tensión - deformación para los materiales en presa Yele.

De acuerdo a la Figura 21 la trayectoria de tensiones no siempre obedece a un comportamiento hiperbólico como representa el modelo de Duncan y Chang, en diversos ensayos experimentales la trayectoria de tensiones no se ajusta estrictamente a una trayectoria hiperbólica.

Las trayectorias de deformación volumétrica muestran un comportamiento contractante en un primer tramo en condiciones secas, al alcanzar el 15% de deformación axial la muestra fue mojada y logra desarrollar mayor deformación volumétrica hasta el término del ensayo, lo que explica el efecto del colapso durante el mojado de la muestra.

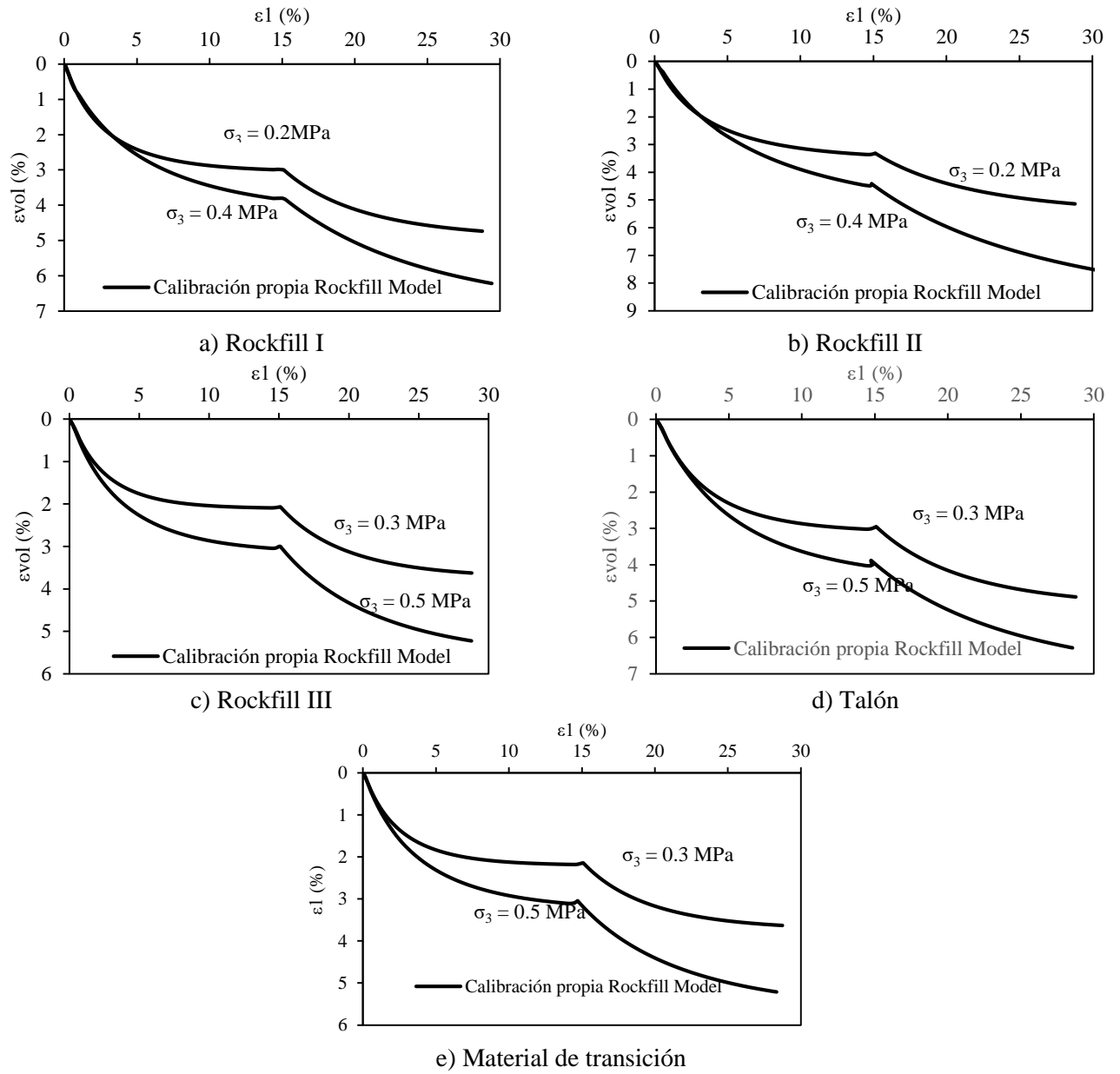


Figura 22. Deformación volumétrica – materiales calibrados

Fue considerado el efecto de las deformaciones dependientes del tiempo en el análisis del comportamiento del Rockfill, un efecto importante a tener en cuenta en este tipo de materiales y de acuerdo a estudios previos realizados. La ecuación que representa este comportamiento es:

$$\frac{1}{\eta_v} = \frac{\mu}{t} \left( 1 - \beta^c \ln \left( \frac{s + 0.1}{0.1} \right) \right) \quad \eta_d = B\eta_v$$

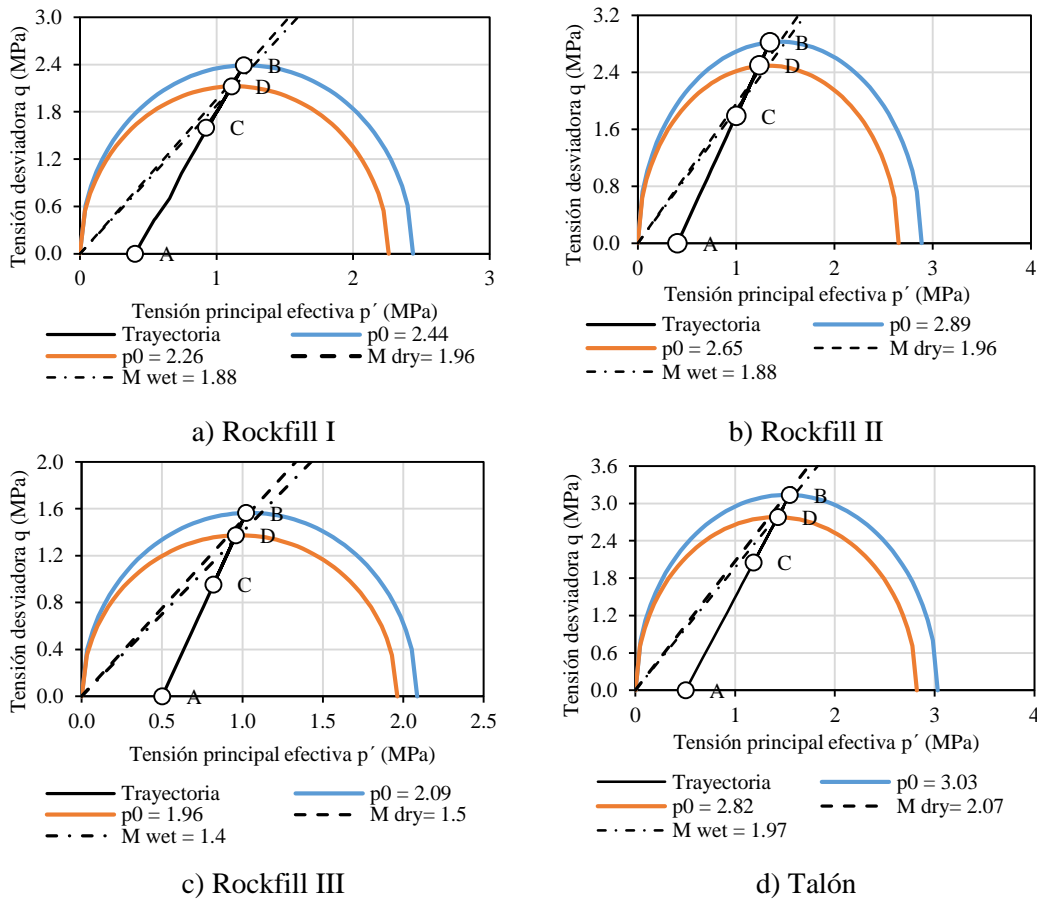
Donde:  $\mu$  y  $\beta^c$  son parámetros constitutivos.

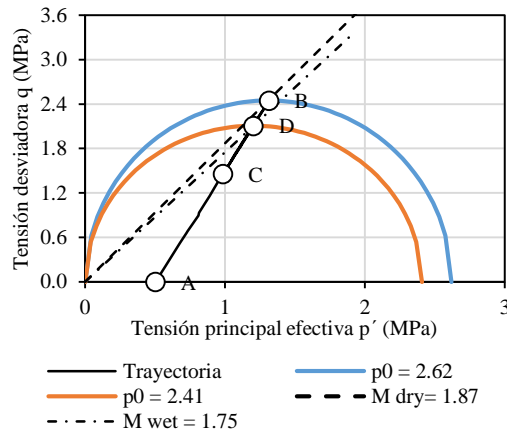
Se consideró un valor de  $B = 0.1$  para efectos del modelo numérico. Este valor fue tomado como referencia de la modelización numérica de la presa Beliche (Alonso et al., 2005).

El parámetro de rigidez de hinchamiento  $\kappa_s$  adoptado para el presente trabajo fue simplificado a 0, dado que la información reportada por Wang (Wang et al., 2010) como referencia no se indica valores de  $\kappa_s$ , de igual forma se verificó en los reportes de Beliche y Lechago.

El valor de coeficiente de Poisson utilizado en el modelo numérico fue 0.46 obtenido de ensayos triaxiales reportados por Wang (Wang y Höeg, 2016).

Las simulaciones de ensayos triaxiales han sido desarrolladas de acuerdo a la trayectoria mostrada en la Figura 20. Los resultados de las trayectorias de tensiones en un espacio  $p'$  vs.  $q$  son mostradas en la Figura 23, para cada tipo de material que compone el cuerpo de presa, se observan las rectas de estados críticos para condiciones secas y húmedas, los puntos A, B, C y D definen la trayectoria de tensiones. El punto B representa el estado de tensiones en condiciones secas, y finalmente el punto D muestra el estado final de tensiones del ensayo en condiciones saturadas.





e) Material de transición

Figura 23. Trayectoria de tensiones, espacio  $p'$  vs.  $q$

### - Simulación de ensayos de fluencia - creep

Wang (Wang, 2008) a través de su tesis doctoral desarrolló programas experimentales para evaluar el comportamiento deformacional sobre materiales de asfalto empleados como núcleo en presas de escollera. La Figura 24 representa el resultado de ensayo de creep para un material de asfalto con el fin de obtener un modelo constitutivo que defina tal comportamiento (Wang y Höeg, 2016).

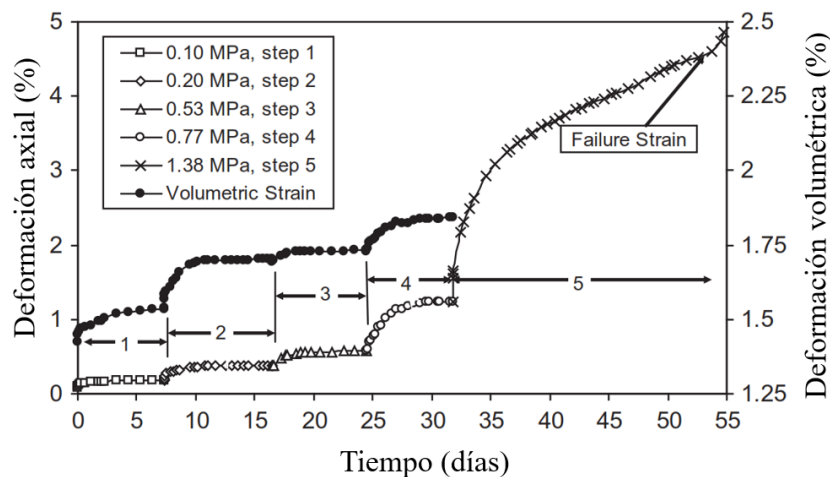


Figura 24. Ensayo creep (Wang y Höeg, 2016)

A partir de ensayos experimentales realizados por Wang en su tesis doctoral para muestras del núcleo de la presa Yele se han calibrado los parámetros constitutivos del modelo viscoelástico, considerando como mecanismo de deformación del hormigón asfáltico el modelo viscoelástico.

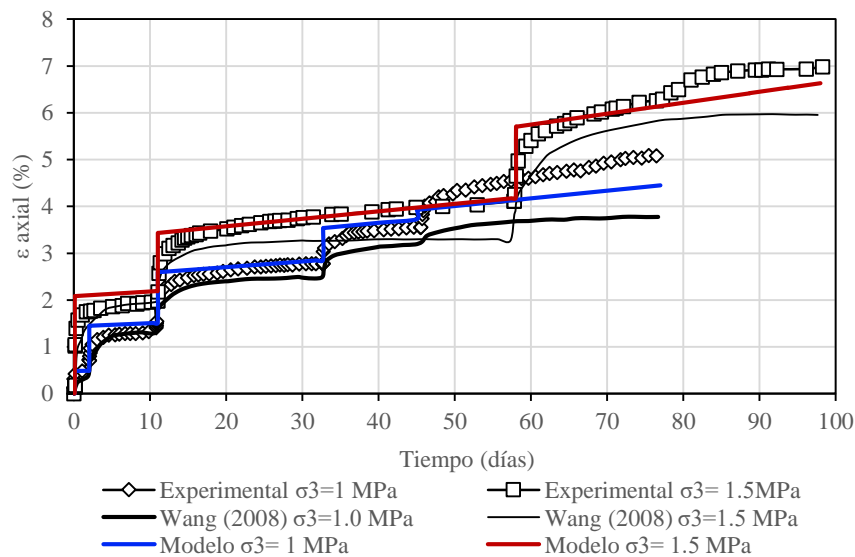


Figura 25. Comparación de trayectorias de ensayos experimentales y calculados (Wang y calibración propia) para muestras con contenido de bitumen 6.5% a 20°C.

La Figura 25 describe dos ensayos experimentales, a una tensión de confinamiento constante de 1 MPa, con un incremento de tensión axial de 1.12, 1.36, 1.63, 1.8 a 1.85 MPa, y un segundo ensayo a una tensión de confinamiento de 1.5 MPa, la tensión axial fue incrementando de 2.02, 2.33 a 2.71 MPa.

Se observa de la Figura 25 que la trayectoria experimental de los ensayos creep, además Wang formuló un modelo constitutivo para evaluar las deformaciones diferidas en el tiempo para tensiones de confinamiento (1 y 1.5 MPa). Nótese que las trayectorias rojas y azules obedecen al modelo viscoelástico que se ha elegido, muy cercanas a los resultados experimentales. Por otra parte, a tensiones mayores de desviador la trayectoria experimental y lo calculado distan ligeramente, siendo no tan claro su comportamiento.

Los parámetros calibrados fueron la viscosidad volumétrica y desviadora, tal como se explica en el capítulo anterior. Un valor de  $1.5E8 \text{ MPa}\cdot\text{s}$  fue adoptado como viscosidad desviadora ( $\eta_d$ ), mientras que un valor de  $1.0E12 \text{ MPa}\cdot\text{s}$  fue encontrado como viscosidad volumétrica ( $\eta_v$ ).

Ensayos de diseño de mezclas de asfalto se llevaron a cabo en el laboratorio de firmes de la escuela de Caminos, canales y puertos de la UPC con el objetivo de reproducir el hormigón asfáltico usado en la construcción de la presa Yele. La dosificación empleada es presentada en la Tabla 1.. Las probetas obtenidas se muestran en la Figura 26, donde

se aprecia la separación de agregado grueso debido al porcentaje de partículas finas, de filler y principalmente por el porcentaje de bitumen.

Tabla 1. Proporciones para el hormigón asfáltico en la presa Yele (Mitchell et al., 2009).

Tamaño de partícula, mm				River sands 0.075- 2.5	Filler <0.075	Bitumen (%)
10-20	5-10	2.5-5	0.075- 2.5			
22.9	17.6	13.5	16.5	16.5	13	6.7

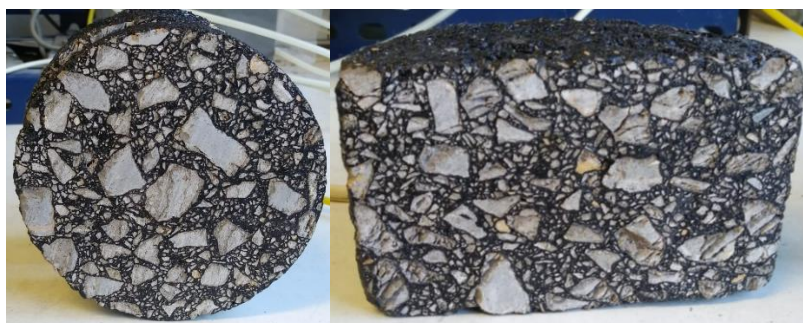


Figura 26. Probetas de hormigón asfáltico fabricadas en el departamento de firmes UPC.

### 3.2.2. Parámetros hidráulicos

#### - Permeabilidad relativa

La Figura 27 muestra la relación que existe entre el % de vacíos y la permeabilidad relativa del asfalto, para el caso de estudio de acuerdo a la información disponible durante la etapa de construcción de la presa Yele (Wang et al., 2010), el porcentaje de vacíos fue de 1%, asimismo, de acuerdo al boletín 84 del ICOLD el porcentaje máximo de vacíos será del 3%.

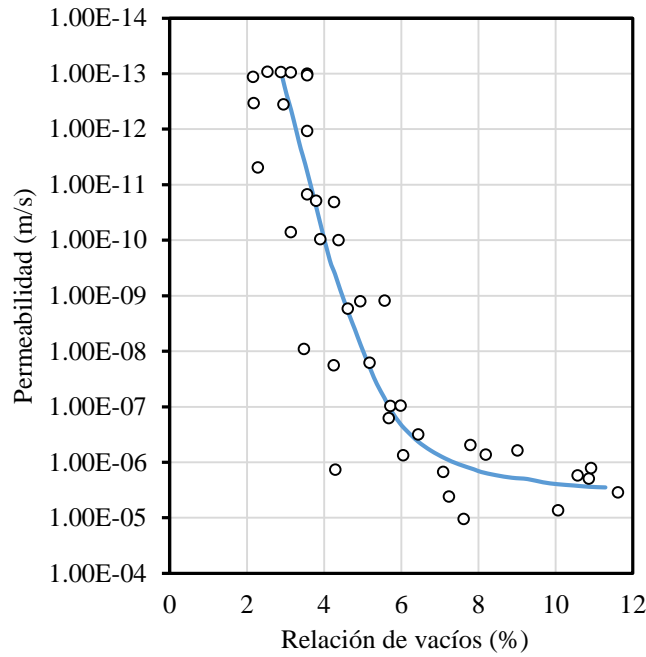


Figura 27. Permeabilidad del hormigón asfáltico y el contenido de aire (Veidekke, 2008).

#### - Curva de retención

La curva de retención empleado como parámetro de ingreso en el modelo numérico se encuentra simulada por medio de la ecuación de Van Genuchten, teniendo en cuenta un coeficiente de forma y en función del grado de saturación se obtuvo la Figura 28, los parámetros de función de forma y  $P_0$  empleadas para simular la curva fueron usados de los resultados reportados por Oldecop y Alonso (2001). Se tomó como referencia la curva de retención de un material arcilloso (Alonso et al., 2005) para modelar el hormigón asfáltico dentro del cuerpo de presa.

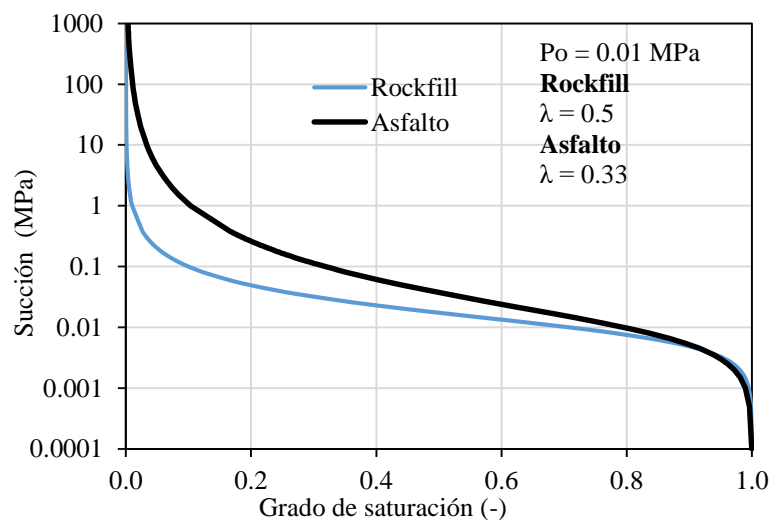


Figura 28. Curva de retención – presa Yele

La calibración preliminar de los parámetros constitutivos a ser empleados de los materiales que integran la presa se obtuvieron de las curvas tensión deformación trazadas a partir del modelo Duncan y Chang reportadas por Wang (Wang et al., 2010); los parámetros constitutivos se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Resumen de parámetros constitutivos preliminares.

Caso de estudio - Presa Yele							
	Símbolo	Unidades	Talon	Rockfill I	Rockfill II	Rockfill III	Transición
<b>I. <u>Comportamiento Elástico</u></b>							
Módulo elástico	E	Mpa	160	210	215	140	250
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
<b>II. <u>Comportamiento plástico</u></b>							
Índice de compresibilidad instantáneo virgen - plástico	$\lambda^i - k$	MPa <sup>-1</sup>	0.015	0.014	0.023	0.018	0.015
Índice de compresibilidad instantáneo virgen	$\lambda_i$	MPa <sup>-1</sup>	0.014	0.013	0.022	0.017	0.014
Índice de compresibilidad elástica	k	MPa <sup>-1</sup>	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Índice de compresibilidad condición saturado	$\lambda_0^d$	MPa <sup>-1</sup>	0.012	0.023	0.015	0.014	0.011
Relación cambio de compresibilidad clásica	$\alpha_s$	-	0.0025	0.003	0.004	0.003	0.0025
Pendiente del estado crítico, para condiciones secas	$M_{dry}$	-	2.07	2.03	2.2	1.5	1.87
Pendiente del estado crítico, para condiciones saturadas	$M_{sat}$	-	1.97	1.93	2.1	1.4	1.75
Parámetro que controla el incremento en la cohesión con la succión	$K_s$	-	0	0	0	0	0
Tensión umbral	$\sigma_y$	MPa <sup>-1</sup>	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Parámetro que define la no asociatividad del potencial plástico	$\alpha$	-	1	1	1	1	1
<b>III. <u>Comportamiento a largo plazo</u></b>							
Coefficiente de fluencia para condiciones saturadas	$\mu$	MPa <sup>-1</sup>	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012
Parámetro que controla la influencia de la succión en la tasa de fluencia	$\beta^e$	-	0.083	0.083	0.083	0.083	0.083

(Continuación)

	Símbolo	Unidades	Fundación	Muro Pantalla	Asfalto
<b>I. <u>Comportamiento Elástico</u></b>					
Módulo elástico	E	Mpa	300	100	60
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0.3	0.3	0.34
<b>II. <u>Comportamiento a largo plazo</u></b>					
Viscosidad volumétrica	$\eta_v$	Mpa.s	-	-	1.0E+12
Viscosidad desviadora	$\eta_d$	Mpa.s	-	-	1.5E+08

### 3.3 MODELO NUMÉRICO

#### Periodos de construcción

Con el objetivo de modelizar las etapas constructivas de la presa, los tiempos fueron normalizados de acuerdo a la Tabla 3. El tiempo discretizado contiene varias etapas de construcción las cuales fueron incluidas en el modelo. El primer intervalo comprende la fase de equilibrio de condiciones iniciales, seguido se tiene las fases constructivas.

Tabla 3. Etapas de construcción en el modelo



<b>Etapas</b>	<b>Tiempo</b>	<b>Inicio – Final</b>	<b>Intervalo</b>
Equilibrio de condiciones iniciales			1
Construcción hasta elev. 2537.1 msnm	Tiempo 0 - 91 días	1-Oct-03 - 31-Dic-03	2
Construcción hasta elev. 2548.6 msnm	Tiempo 91 - 161 días	1-Ene-04 - 10-Mar-04	3
Construcción hasta elev. 2560 msnm	Tiempo 161 - 227 días	11-Mar-04 - 15-May-04	4
Construcción hasta elev. 2571.5 msnm	Tiempo 227 - 314 días	16-May-04 - 10-Ago-04	5
Construcción hasta elev. 2583 msnm	Tiempo 314 - 365 días	11-Ago-04 - 30-Set-04	6
Construcción hasta elev. 2594.5 msnm	Tiempo 365 - 421 días	1-Oct-04 - 25-Nov-04	7
Construcción hasta elev. 2605 msnm	Tiempo 421 - 458 días	26-Nov-04 - 1-Ene-05	8
Se detuvo la construcción		2-Ene-05 - 3-Mar-05	9
Construcción hasta elev. 2612.5 msnm	Tiempo 519 - 572 días	4-Mar-05 - 25-Abr-05	10
Construcción hasta elev. 2620 msnm	Tiempo 572 - 599 días	26-Abr-05 - 22-May-05	11
Construcción hasta elev. 2629.75 msnm	Tiempo 599 - 668 días	23-May-05 - 30-Jul-05	12
Construcción hasta elev. 2639.5 msnm	Tiempo 668 - 720 días	31-Jul-05 - 20-Set-05	13
Construcción hasta elev. 2647 msnm	Tiempo 720 - 760 días	21-Set-05 - 30-Oct-05	14
Construcción hasta elev. 2654.5 msnm	Tiempo 760 - 809 días	31-Oct-05 - 18-Dic-05	15

## Malla de elementos finitos

La malla de elementos finitos ha sido refinada con mayor detalle en la zona central del núcleo, además de emplear elementos cuadriláteros estructurados que siguen la pendiente de la presa, tanto en el talud aguas arriba y aguas abajo. En la figura 29 se muestra el resultado, con elementos cuadriláteros estructurados lineales..

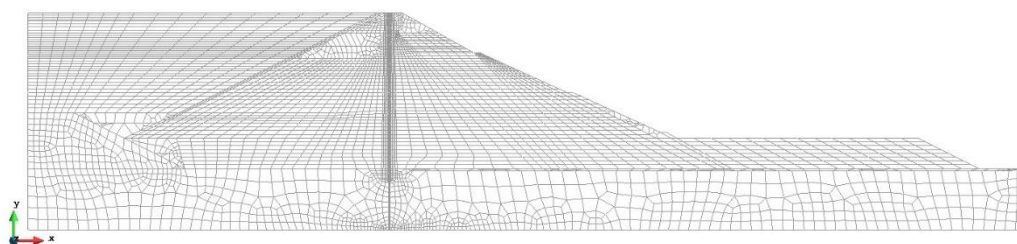


Figura 29. Malla de elementos finitos de la sección D-D.

La sección D-D de la presa se ha modelado a través de capas horizontales

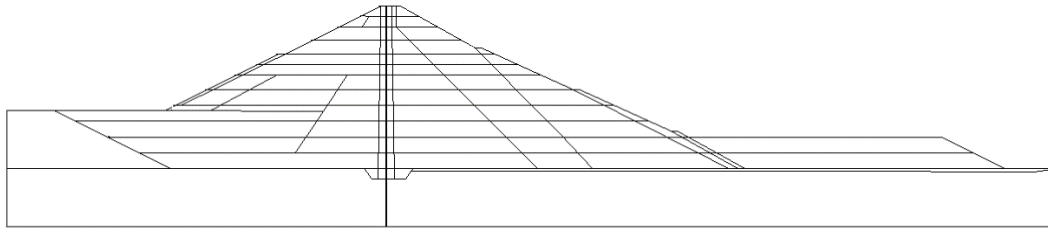


Figura 30. Modelación de capas constructivas.

El proceso de construcción y embalse se muestra en la figura 31. Nótese que casi al finalizar el proceso de construcción, se presenta 2 ciclos de desembalse y embalse lo cual será interesante evaluar las deformaciones plásticas en el cuerpo de presa. El inicio de la construcción en un tiempo igual a 0 (01.10.03) hasta un tiempo de 809 días (18.12.05)

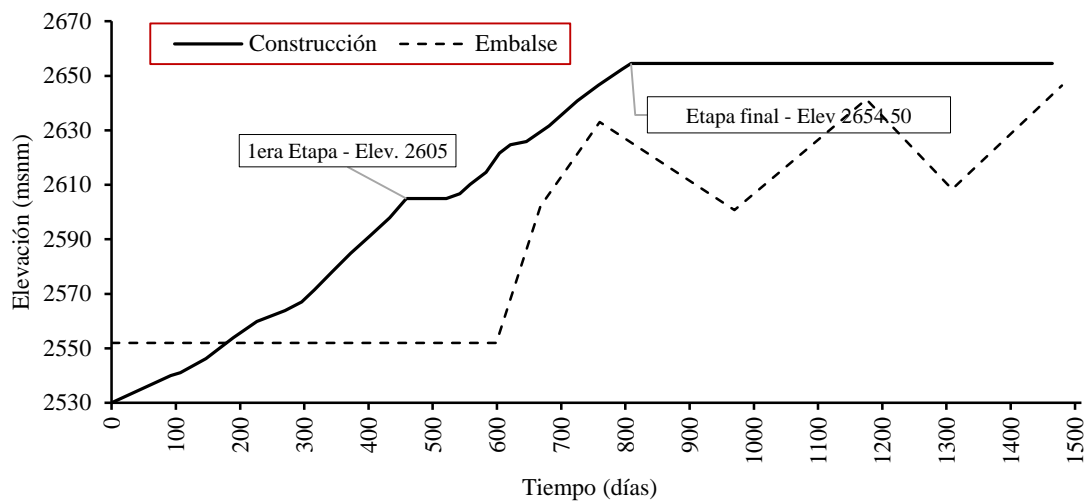


Figura 31. Periodos de construcción y embalse (Wang et al., 2010).

### Condiciones de contorno

En primer lugar, las condiciones mecánicas impuestas en el modelo con el fin de simular el comportamiento en deformación plana, los desplazamientos horizontales fueron ajustadas a lo largo de los contornos verticales. Ajuste en la base de la presa y restricción de desplazamiento cero en los límites laterales.

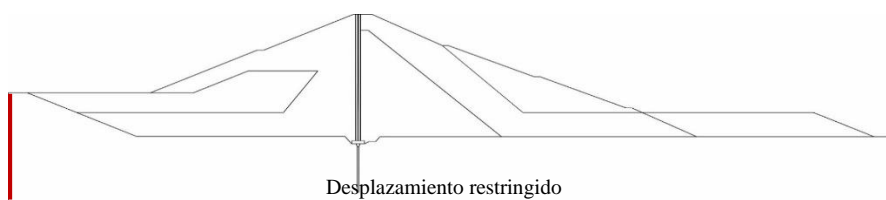


Figura 32. Condiciones mecánicas en simulación numérica.

Condiciones de flujo fueron impuestas en el modelo a través de un contorno inferior impermeable. Se asignó la condición de Newman a través de un valor de permeabilidad muy baja fue asumida para simular condiciones de impermeabilidad. Adicionalmente, fue impuesta una condición de resumen talud aguas abajo, una condición Dirichlet en la zona del talón aguas abajo de la presa.

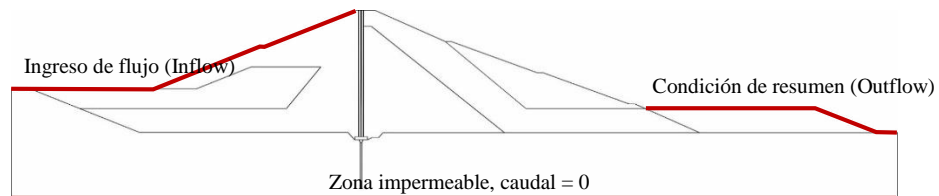


Figura 33. Condiciones de flujo en simulación numérica.

La acción del embalse fue aplicada como una presión hidrostática en la base de la superficie para simular el efecto del embalse. La presión de agua fue aplicada en forma de rampa.

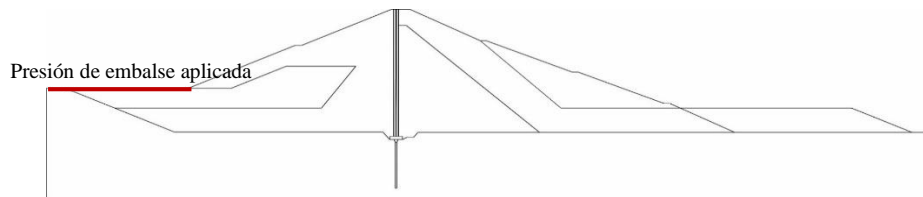


Figura 34. Acción del embalse en simulación numérica.

### Condiciones iniciales.

En este apartado un valor de  $K_0$  igual a 0.5 fue asumido para modelar la cimentación de la presa. La succión inicial adoptada fue obtenida de la figura 28, además de tomar como referencia la humedad relativa en la zona de construcción (Wang et al., 2010). La porosidad inicial, así como las tensiones iniciales de colocación fue obtenido de reportes de control de calidad tanto para el Rockfill como el asfalto (Cong-yong y Xin-sheng, 2005). El detalle de las condiciones iniciales para cada tipo de material se muestran en la Figura 35.

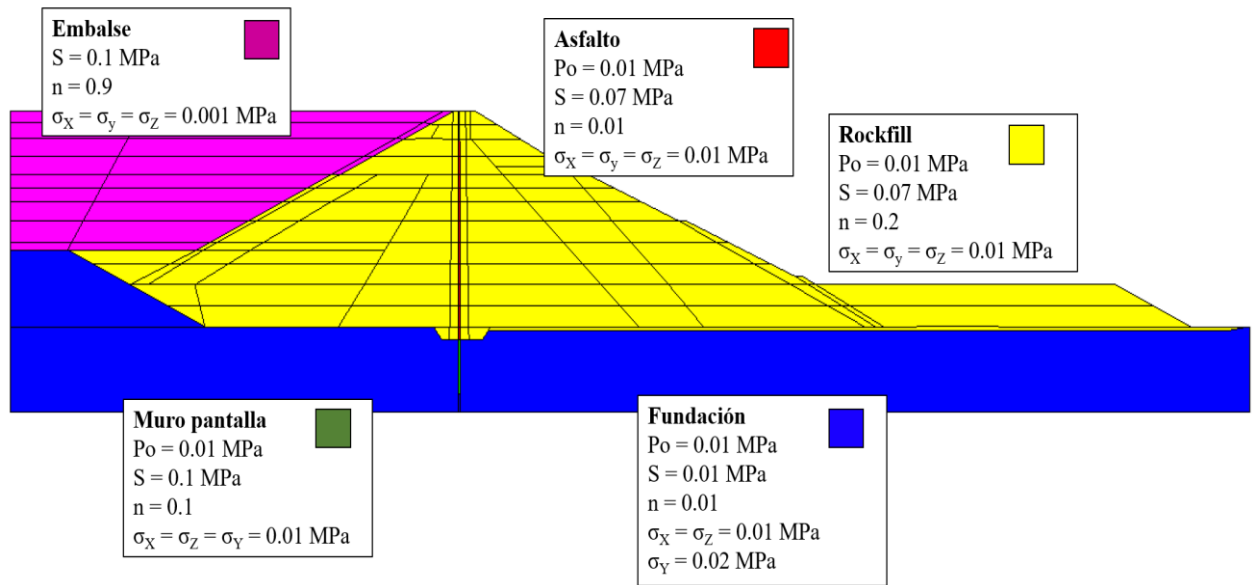


Figura 35. Condiciones iniciales en sección de análisis D-D.

## 4. ANALISIS DE LA PRESA YELE

En el presente capítulo se muestran los resultados obtenidos del análisis numérico de la presa Yele llevado a cabo a través del código de elementos finitos CODE-BRIGHT. Los parámetros constitutivos elegidos han sido encontrados a partir de simulación de ensayos llevadas a cabo por Wang (Wang, 2008; Wang et al., 2010).

Los resultados de la modelización numérica han sido comparados con las mediciones in situ reportadas (Wang et al., 2010). Adicionalmente, se presentan resultados de tensiones verticales, presiones de poros, y desplazamientos, en puntos particulares del cuerpo de presa a fin de evaluar el comportamiento durante la construcción y post-construcción.

### Medidas en extensómetro eje de presa

Se presentan los resultados obtenidos del modelo numérico en el eje de presa. nótese que los desplazamientos máximos encontrados se ubican en la altura media de la presa, aproximadamente 105 cm. Es importante notar que los últimos 30 m las medidas in situ de la presa los asentamientos se reducen a un valor de cero, esto se debió a que los últimos 30 m se instaló geomallas en el cuerpo de presa, de modo que aumentó el nivel de confinamiento a esa altura; este punto no fue considerado en el análisis numérico con lo cual se observa las diferencias.

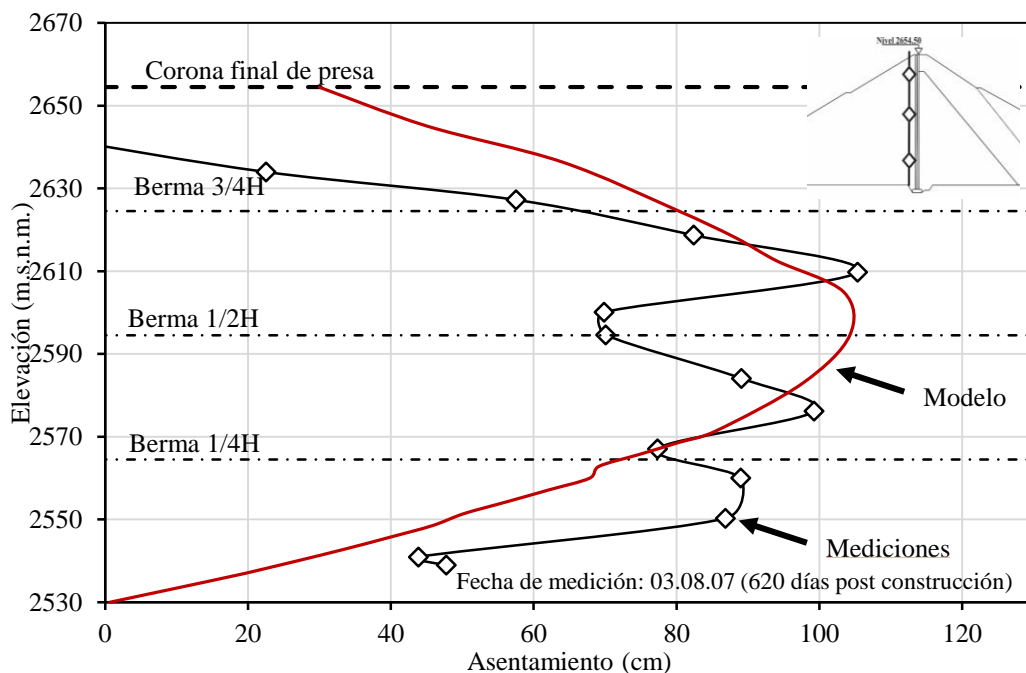


Figura 36. Comparación de medidas in situ y obtenidas con el modelo en el eje de presa.

Con el fin de evaluar el comportamiento de la presa post construcción se instalaron en las bermas hitos topográficos, las mediciones in situ se muestran en la figura siguiente, los puntos topográficos se ubicaron a  $1/4H$ ,  $1/2H$  y  $3/4H$ , siendo  $H$  la altura de la presa.

Nótese que el inicio de las mediciones in situ son estimadas a partir de los cálculos del análisis numérico. Las mediciones in situ se muestran en símbolos de círculo ( $1/4H$ ), cuadrado ( $1/2H$ ) y triangular ( $3/4H$ ) Los resultados obtenidos del modelo se ajustan de manera muy cercana a las mediciones in situ. Es importante anotar que las deformaciones post-construcción de la presa se encuentran regidas por el efecto del creep. Nótese que los asentamientos diferenciales son mínimos a una altura de  $1/4H$  como era de suponerse, sin embargo, en las bermas a  $1/2H$  y  $3/4H$  no distan mucho en los asentamientos diferenciales.

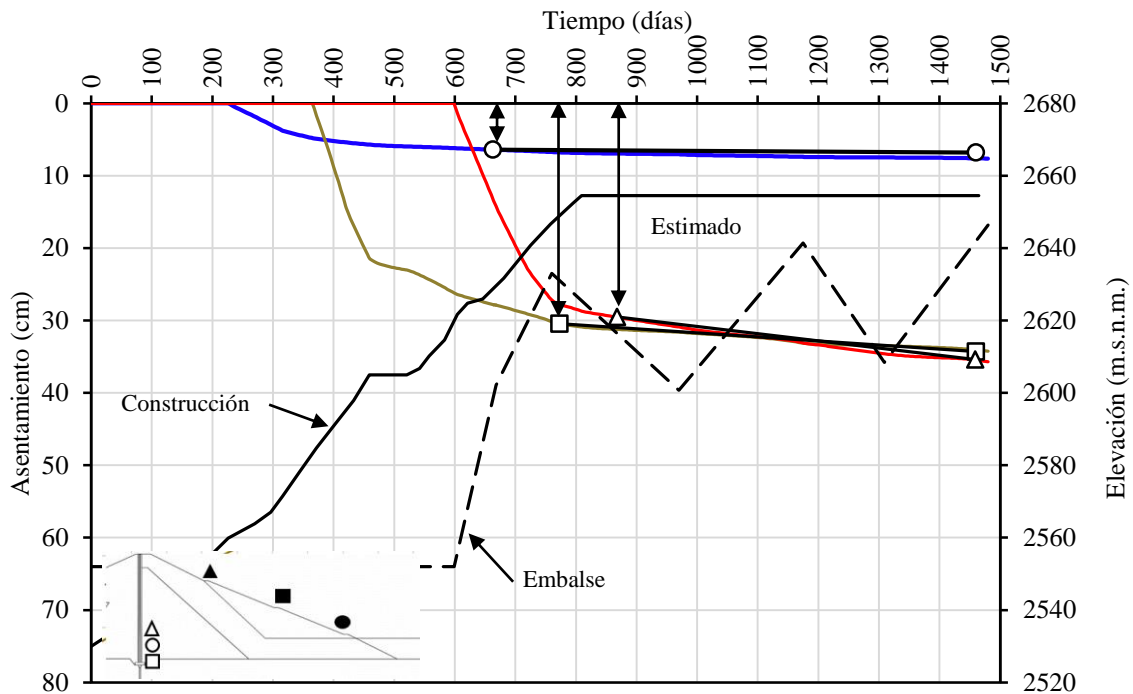


Figura 37. Comparación de medidas in situ y obtenidas con el modelo en función al tiempo.

Dentro del cuerpo de presa se dispone de instrumentación que mide las deformaciones verticales. De acuerdo a la publicación empleada de referencia para el presente trabajo (Wang et al., 2010) 03 galgas fueron instaladas aguas abajo del núcleo de hormigón asfáltico. Las mediciones in situ se muestran en la figura 38 con símbolos cuadrados, circulares y triangulares para los sensores ubicados a 1.5 m, 15 m y 25 m medidos desde la base del núcleo respectivamente. Los resultados del cálculo numérico se ajustan muy bien a los asentamientos medidos in situ a 1.5 m de altura de la base del núcleo. Sin embargo, en las 02 galgas restantes (a 15 y 25 m) se muestra una diferencia de aproximadamente 10 cm, no obstante, presentan

una trayectoria con igual comportamiento. Nótese que no se ve afectado con los ciclos de embalse y desembalse.

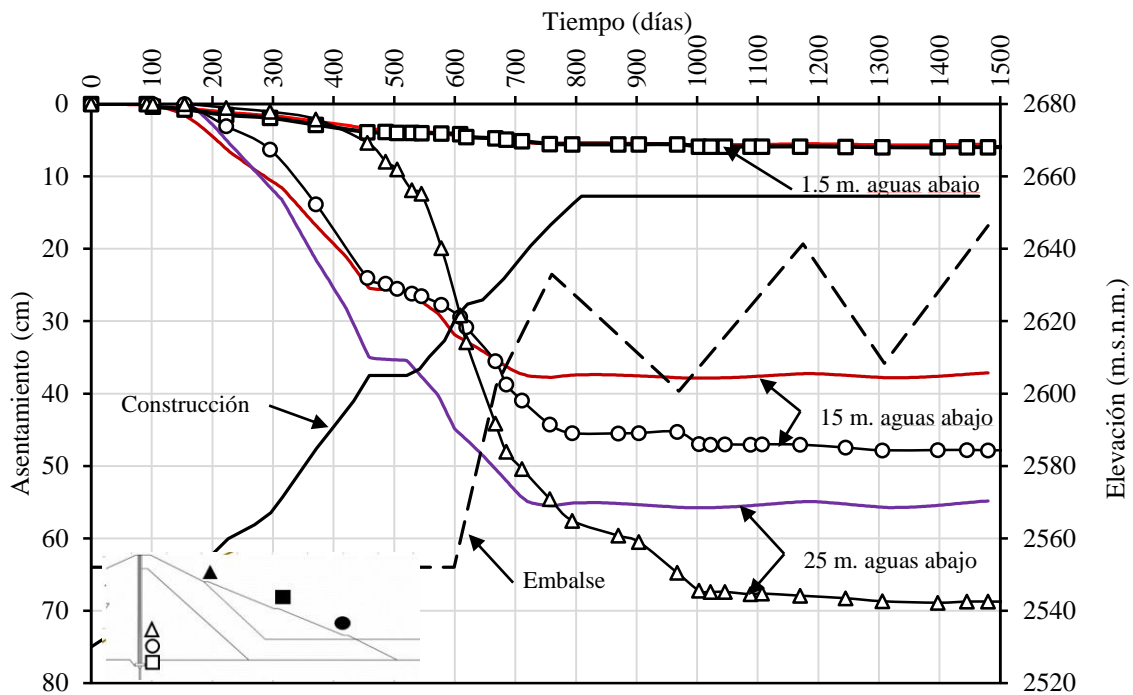


Figura 38. Comparación de medidas in situ y obtenidas con el modelo en función al tiempo.

Se cuenta con registros de inclinómetros en la zona a  $3/4H$  y  $1/2H$  de la altura de presa (Wang, 2008). Las medidas in situ se muestran en la figura 39, los resultados del cálculo numérico se muestran en color rojo, las medidas in situ y los del modelo a una altura de  $1/2H$  se ajustan de manera cercana a una distancia de 70 m del eje de presa en la dirección aguas abajo. Sin embargo, en la zona central de la presa existe una clara diferencia entre lo medido y calculado, tanto para una altura de  $1/2H$  y  $3/4H$ , siendo en esta última más clara. La diferencia es posible que el núcleo de asfalto en la realidad no acompañe los asentamientos del cuerpo de presa en general, en contraste se observa lo calculado con asentamientos uniformes lo que supone que el núcleo de asfalto acompaña a las deformaciones del cuerpo de presa. No obstante, y prestando especial atención es posible que el Rockfill II, tenga un menor valor de coeficiente de compresibilidad, con lo cual los primeros 50 m del eje de presa hacia aguas abajo ofrezca menor asentamiento.

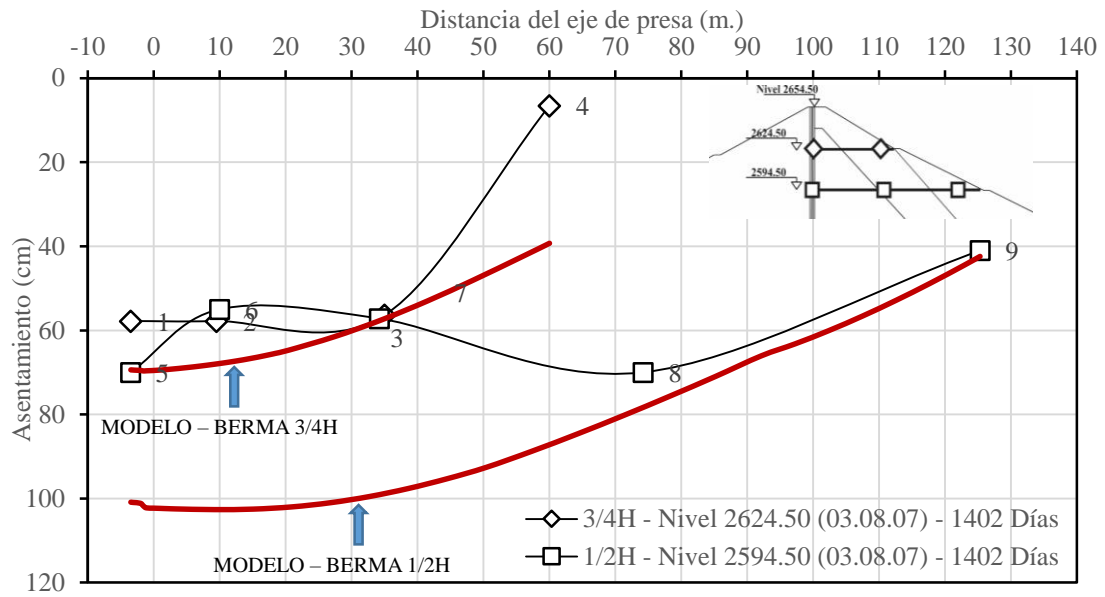


Figura 39. Comparación de medidas in situ y obtenidas con el modelo en bermas aguas abajo 1/2H y 3/4H.

Con el fin de observar la trayectoria de asentamientos para los puntos de las secciones a  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de la altura de la presa. Es importante acotar que únicamente se contaba con información a 593 días post-construcción, con lo cual únicamente es posible comparar lo obtenido a través del cálculo y lo medido a ese tiempo. Los resultados se muestran en la figura siguiente. Nótese que los desplazamientos verticales entre lo calculado y medido son más cercanos en la zona externa muy cerca de las bermas, específicamente en el punto 9 (Berma 1/2H)

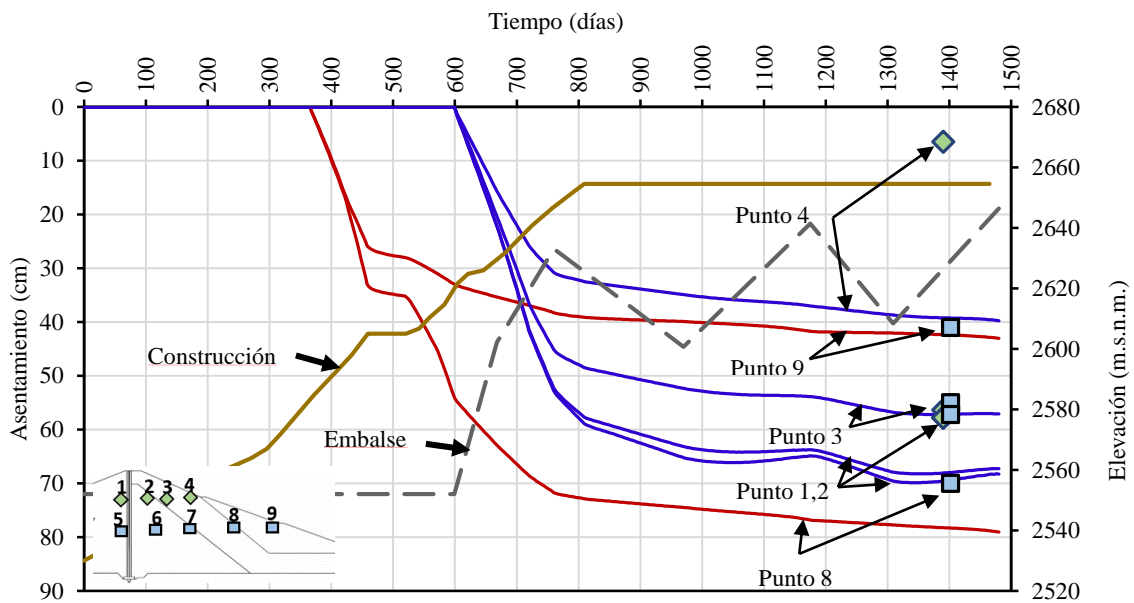


Figura 40. Comparación de medidas in situ y obtenidas con el modelo en función al tiempo.



Sin embargo, al igual que se aprecia en la figura 39, Akbah reporta en su tesis (Akbah Hamed, 2017) diferencias entre las mediciones in situ y lo calculado a través del modelo numérico en la misma zona (material contiguo al asfalto) de una presa con iguales características de las que se presenta en el presente trabajo. La zona que afecta esta diferencia se ubica aguas abajo del núcleo de asfalto, una de las razones que puede explicar esta diferencia fue que durante el análisis numérico se empleó como hipótesis un valor de rigidez incorrecto para el material de tal zona, más aún si no se cuenta con resultados de ensayos de laboratorio.

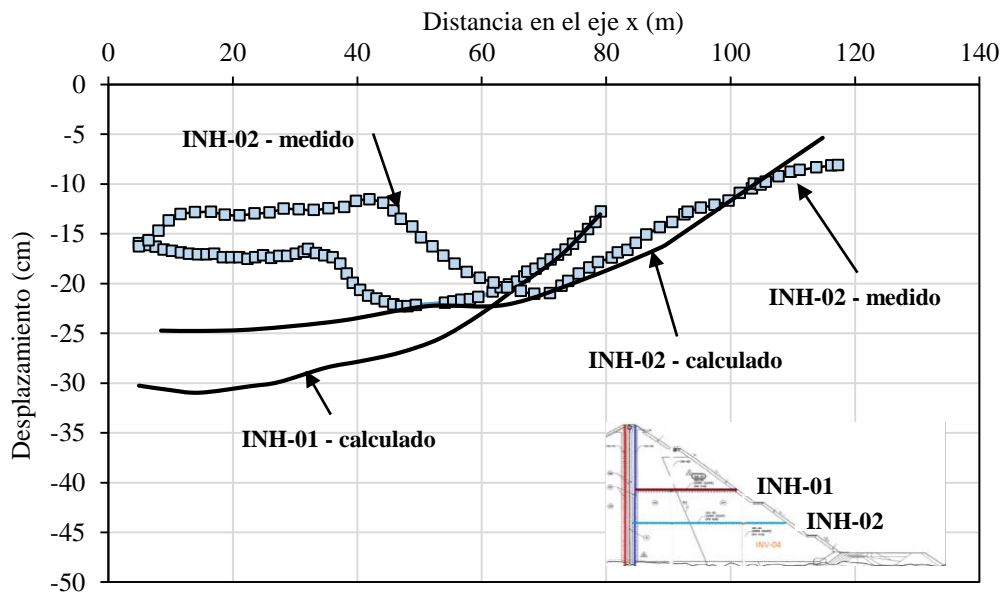


Figura 41. Comparación de medidas in situ y valores calculados en inclinómetros INH-01 e INH-02 (Akbah Hamed, 2017).

Con el fin de evaluar las trayectorias en las figuras siguientes se ha determinado hitos durante la fase de construcción y post-construcción, para su mejor interpretación. Los hitos son los siguientes:

- [A] Finalización 1era etapa,  $t=15$  meses.
- [B] Embalse hasta altura 47 m.  $t=25$  meses.
- [C] Finalización de construcción, elevación final de 29 m.  $t=26$  meses.
- [D] Desembalse hasta altura 55 m.  $t=31$  meses.
- [E] Embalse hasta altura 49 m.  $t=37.9$  meses.

La figura 42 muestra la evolución de tensiones en 03 puntos particulares aguas arriba de la presa, el punto 01 se ubica en el material Rockfill 1 mientras que los puntos 02 y 03 se ubican sobre el Rockfill III. En color negro se muestra la evolución de las presiones de aguas son congruentes con las variaciones de embalse y desembalse. El punto 03 como era de preverse es el punto que presenta mayor tensión vertical, por efecto de la construcción de las capas

superiores. No se aprecia que exista tracciones con lo cual las presiones efectivas se mantienen con signo positivo. Durante el primer desembalse, al llegar al hito D, se aprecia en el punto 01 que las tensiones totales y efectivas se igualan, lo cual indica que se encuentra en condiciones secas. Sin embargo, en el siguiente ciclo de desembalse, se aprecia que el punto 01 se encuentra en condiciones saturadas, siendo las tensiones efectivas menores a las totales.

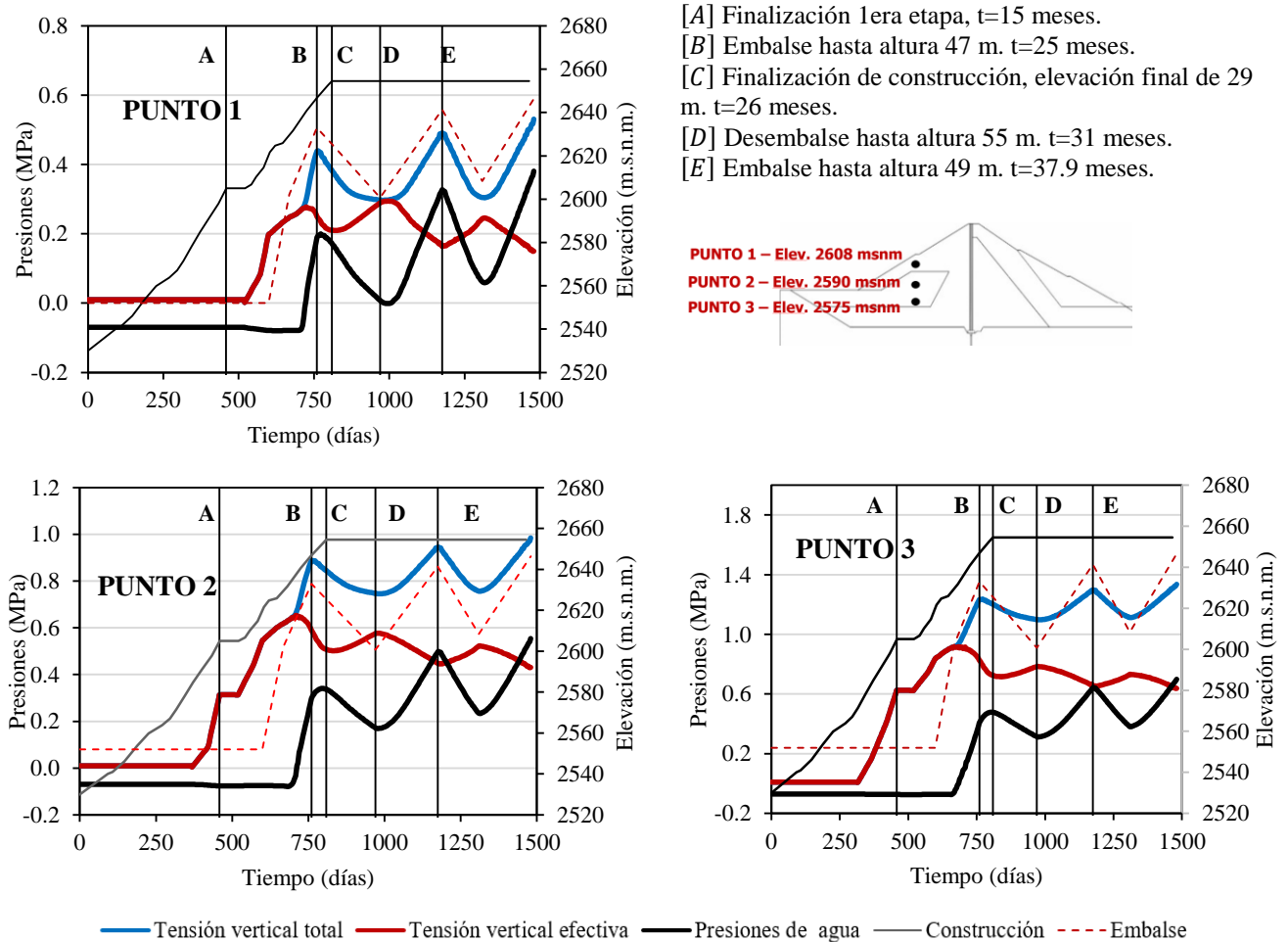


Figura 42. Evolución de tensiones en puntos particulares.

La evolución de presiones de poros en puntos particulares a lo largo del cuerpo de presa ubicados a la cota 2588 m.s.n.m. muestran un aumento y descenso de las presiones de poro conforme los ciclos de embalse y desembalse. Los puntos 4 y 5 corresponden a los materiales Rockfill 2 y 1 respectivamente aguas abajo de presa. Donde a lo largo de la construcción y post-construcción se mantiene en condiciones no saturadas, confirmando la impermeabilidad del núcleo de asfalto.

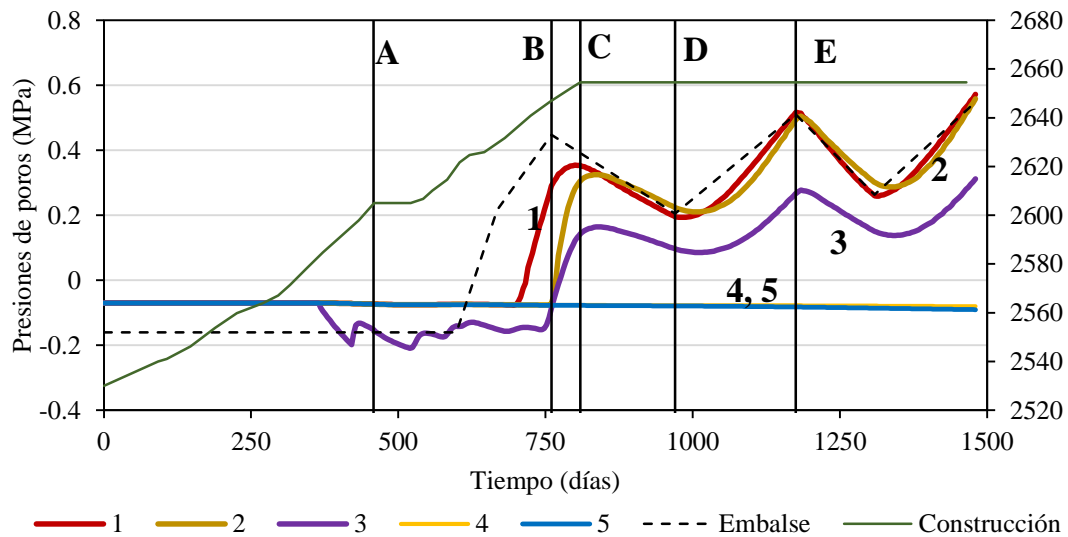


Figura 43. Evolución de las presiones de poros en puntos particulares en cuerpo de presa.

Las deformaciones plásticas volumétricas de los puntos descritos en la figura anterior, se aprecia que los puntos 2 y 4 que se ubican en la zona central de la presa exhiben una deformación mayor al término de la construcción en el hito C. Durante el primer embalse (hito B) el punto 2 ubicado aguas arriba en el material Rockfill 1, exhibe un incremento de deformaciones plásticas lo que indica el efecto de colapso por mojado. De forma análoga el punto 1 las deformaciones volumétricas incrementan conforme el nivel de embalse incrementa. Aguas abajo de la presa se observa un incremento de deformaciones volumétricas en el punto 4 (Material Rockfill 2) pero no se observa un efecto de colapso, sino un efecto de compresibilidad debido a la fase de construcción, seguido en la fase de post-construcción los ciclos de embalse y desembalse no afectan la acumulación de deformaciones plásticas en el punto 4. Los puntos 1 y 2 se observa que posterior al primer llenado no existe algún otro efecto de colapso, en definitiva, el colapso en el material de escollera se presenta en el primer llenado.

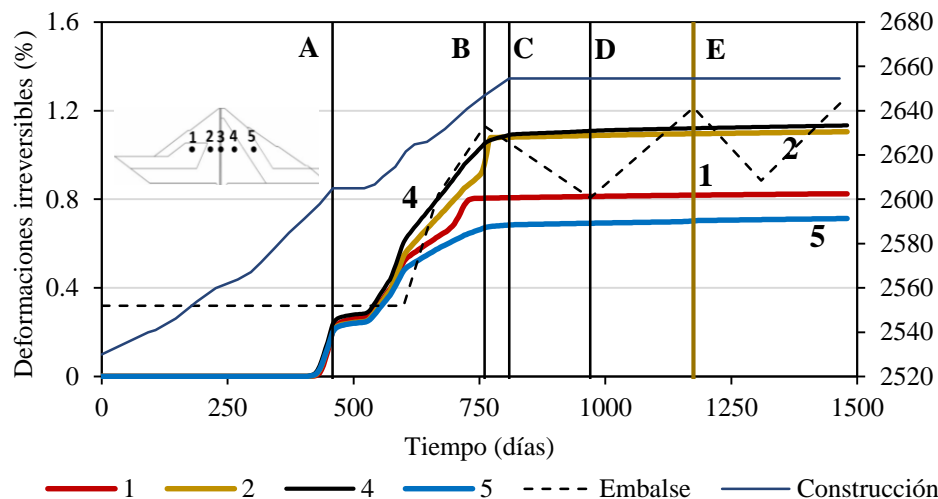


Figura 44. Evolución de las deformaciones plásticas en puntos particulares en cuerpo de presa.

La evolución de las tensiones verticales totales se aprecia en la figura siguiente, la sección de análisis se observa en la propia figura. Los hitos se muestran en la leyenda, y son los mismos que se detallaron en párrafos anteriores. El hito A muestra las tensiones verticales al término de la primera fase. La variación de las tensiones muestra una oscilación entre hitos clara por los ciclos de embalse y desembalse. Aguas abajo de la presa se aprecia que para los hitos B, C, D y E, se verifica que no existe variaciones por las variaciones del nivel de embalse, cumpliéndose la impermeabilidad del núcleo de asfalto.

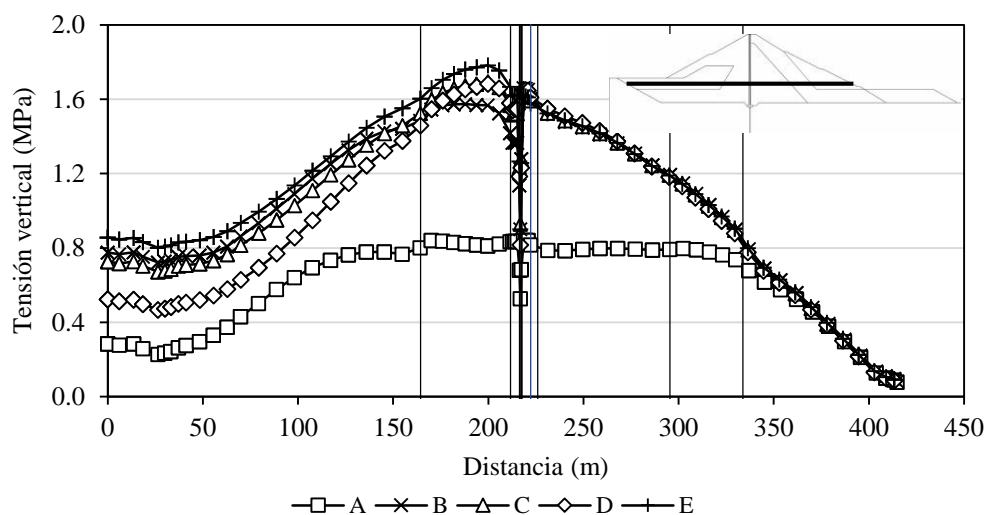


Figura 45. Evolución de tensiones verticales en una sección en particular.

De la figura 46, se aprecia para el caso del punto 1. Durante la fase de construcción la escollera reduce su porosidad progresivamente, la construcción del cuerpo de presa se detuvo, en consecuencia y por efecto de la consolidación del propio material la porosidad se redujo, hasta que durante el primer embalse (tiempo = 697 días desde la construcción) el material entra en carga y ocurre un primer colapso, de forma seguida la presión de agua es incrementada

producto del embalse, y la tensión vertical es reducida. Es importante anotar que luego de los ciclos de desembalse y embalse no alcanzan el punto con menor porosidad (la que se obtuvo luego del colapso), en consecuencia, el material no presentará más deformaciones volumétricas que las que se obtuvo con la deformación por colapso.

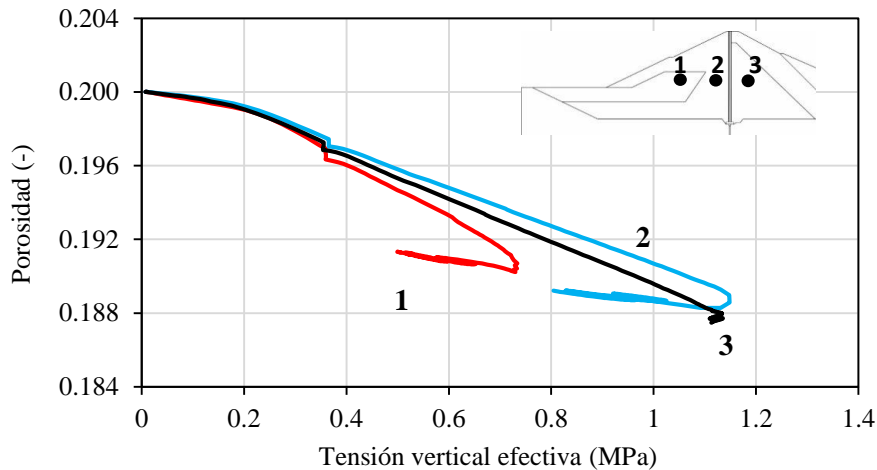


Figura 46. Evolución de la porosidad durante y posterior a la construcción.

Para visualizar el efecto de colapso por mojado en materiales de escollera es necesario observar en un espacio presión de poros vs tensión principal media. Para ello la trayectoria de presiones de poros fue graficada en términos de succión, en la figura 47 se expresan en signo positivo, para dos puntos en particular, el punto 1 y el punto 2 ubicados en los material Rockfill 1 y Rockfill 3 respectivamente. Para el punto 1 se aprecia que inicia desde la succión inicial impuesta como condición, seguido el material entra en carga, la tensión media principal aumenta y la LC va moviéndose hacia la derecha, consecuentemente aumentando de  $P_0$ , hasta llegar a la LC previo al colapso del material. Nótese que las tensiones medias principales en la que colapsa la escollera son mayores en el punto 1 que en el del punto 2. El colapso por mojado sucede en el punto 1 debido a que entra en carga antes que el punto 2, por consiguiente, el punto 1 sufre primero el efecto de colapso.

Con el fin de ajustar los valores medidos y calculados, fue necesario calibrar los valores que definen la compresibilidad de los materiales, entre ellos los valores de compresibilidad en condiciones saturadas  $\lambda^d(0)$  y el coeficiente que define el cambio de compresibilidad en función a la succión  $\alpha_s$ . Para los casos descritos en el párrafo anterior estos parámetros fueron modificados, de tal manera conseguir aumentar o reducir la compresibilidad de la escollera. El parámetro sensible es el valor de  $\alpha_s$ , de acuerdo a las figura cuando aumenta la succión por mojado hasta condiciones saturadas, el parámetro  $\lambda^d$  va aumentando hasta alcanzar  $\lambda^d(0)$ . En definitiva mientras mayor sea el valor de  $\lambda^d(0)$  el material exhibirá mayor deformación. Por otra parte, el valor de  $\alpha_s$  define la forma de la LC en el plano Succión vs Tensión media.

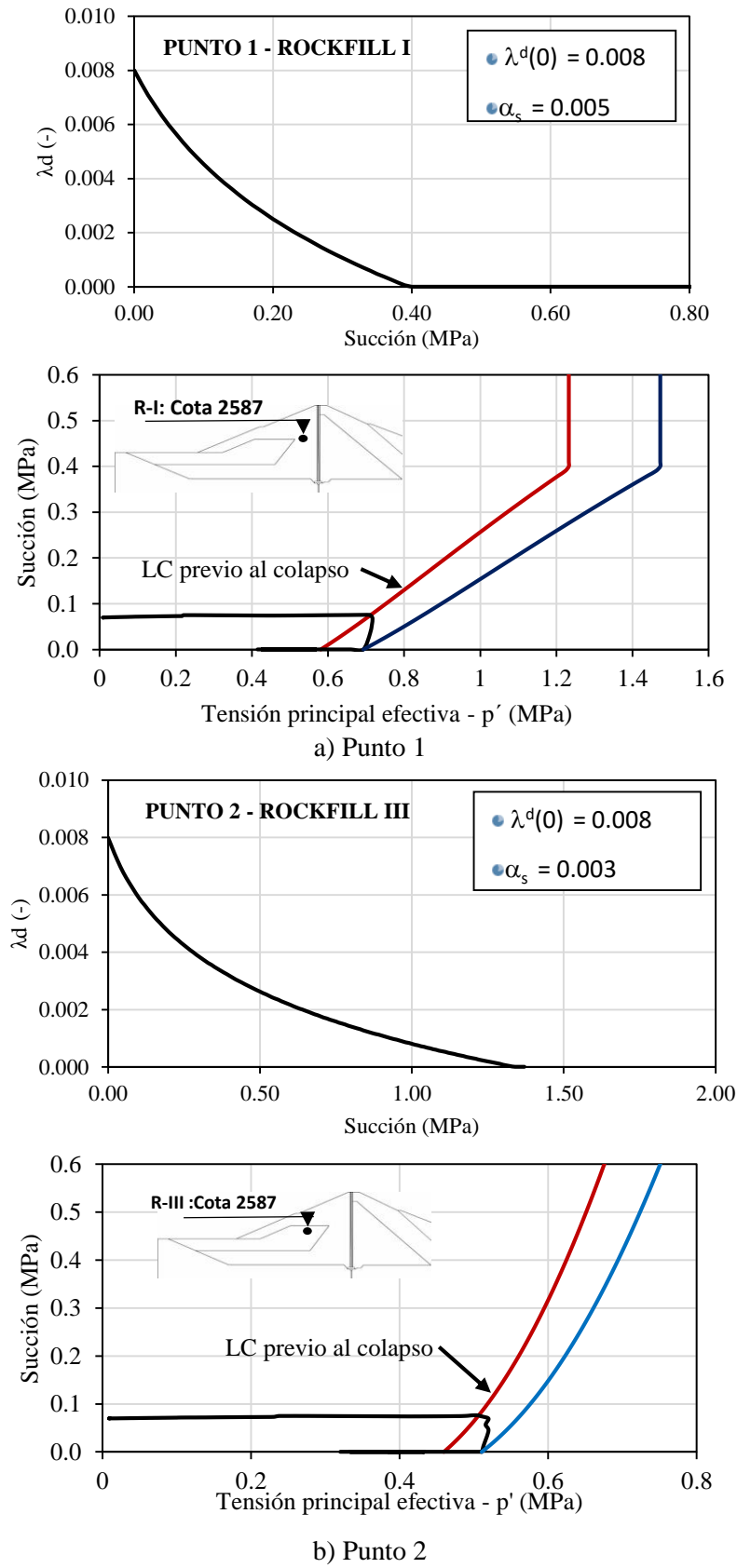


Figura 47. Evolución de la porosidad en 02 puntos particulares.

## Deformaciones plásticas

La evolución de las deformaciones plásticas durante la construcción se presenta en las capas inferiores de la presa se presentan en la figura 48. El hito “a” representa la construcción de la primera fase de la presa, muestra que las deformaciones se acumulan en la base en un valor promedio de 1.4%. Seguido en el hito “b”, cuando se finaliza el primer embalse en la presa, se muestra un aumento de las deformaciones plásticas llegan a 2.2% en la zona aguas abajo del núcleo de presa. El hito “c” representa la finalización de la construcción de la presa, en donde las deformaciones plásticas aguas abajo del núcleo de presa se mantienen en 2.2%. Se aprecia que en los hitos “d” e “e”, las deformaciones aumentaron fueron de 2.2% y 2.3% respectivamente. En definitiva, las deformaciones plásticas se concentran ligeramente en el material Rockfill II aguas abajo del núcleo de presa, pero con bastante simetría en conjunto con respecto a la zona aguas arriba.

Hito

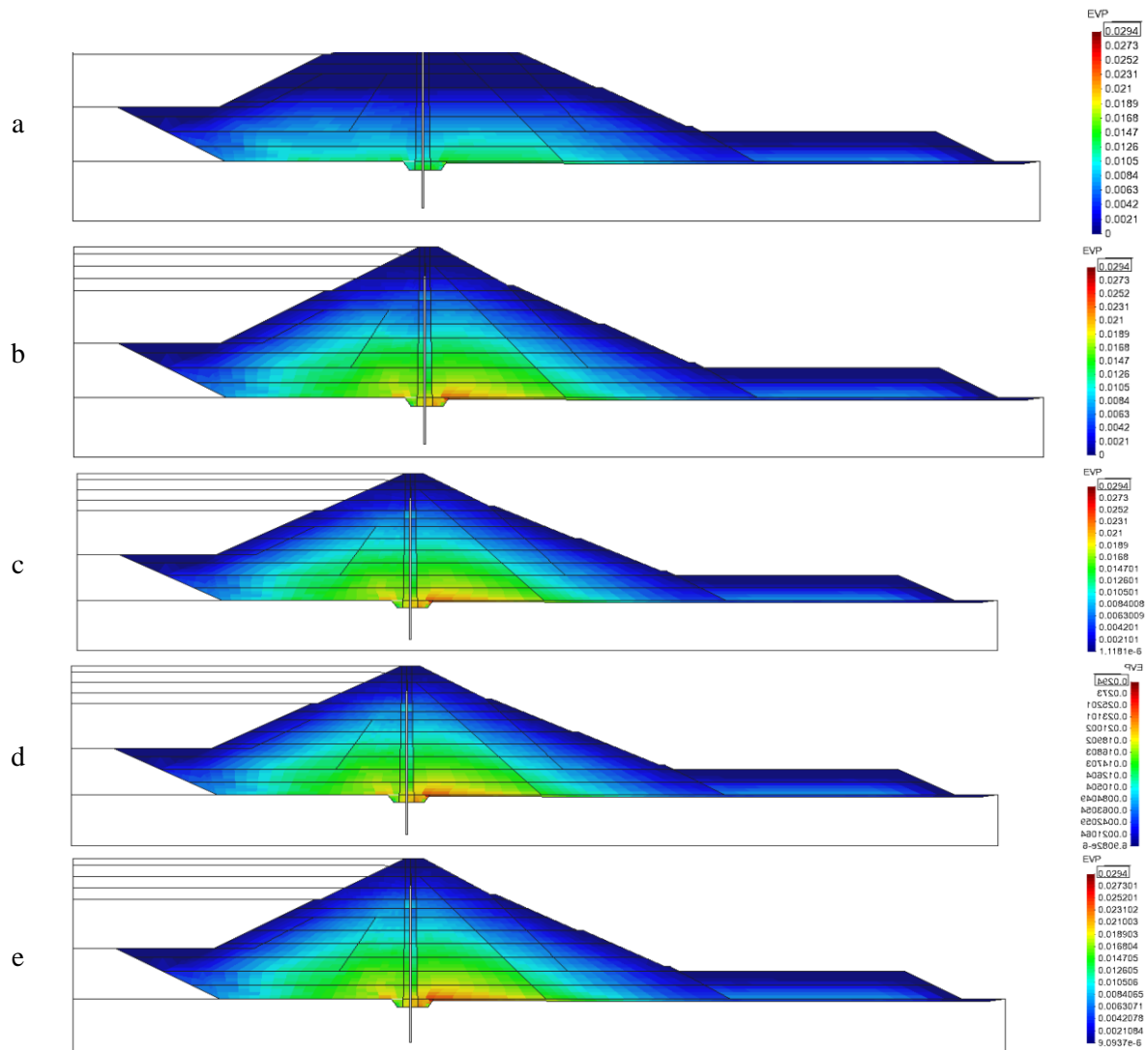


Figura 48. Evolución de las deformaciones plásticas.

## Análisis de la sección B-B

Con el fin de verificar los parámetros calibrados para la sección D-D de la presa Yele. Se ha modelado una sección alternativa de la margen izquierda, la sección será B-B en función a la vista en planta original y seguir el orden estructurado en la publicación de Wang (Wang et al., 2010) se ubica en la progresiva 0+120 del eje de presa.

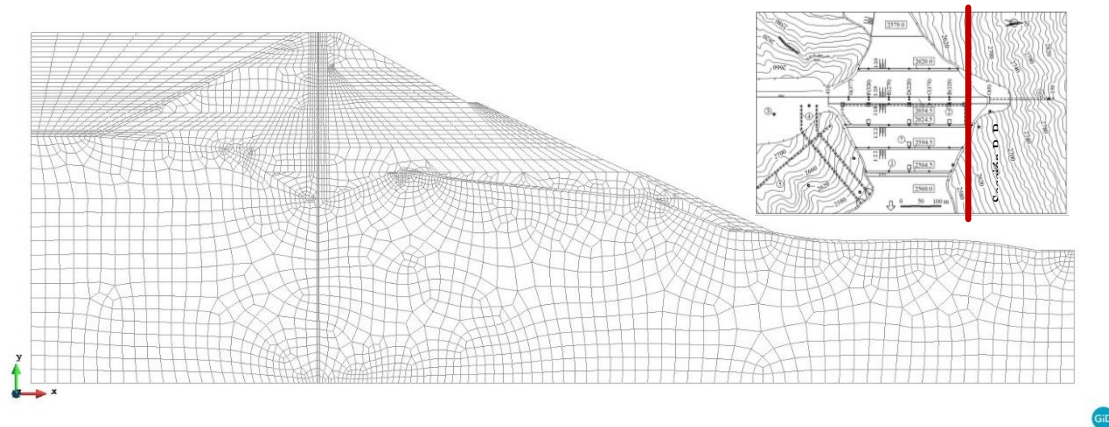


Figura 49. Malla de elementos finitos en la sección B-B.

Los modelos constitutivos serán los mismos que los de la sección D-D en la imagen siguiente se aprecia en colores los modelos elegidos. Es importante acotar que la topografía ha sido generada por interpolación debido a que no se tenía información suficiente.

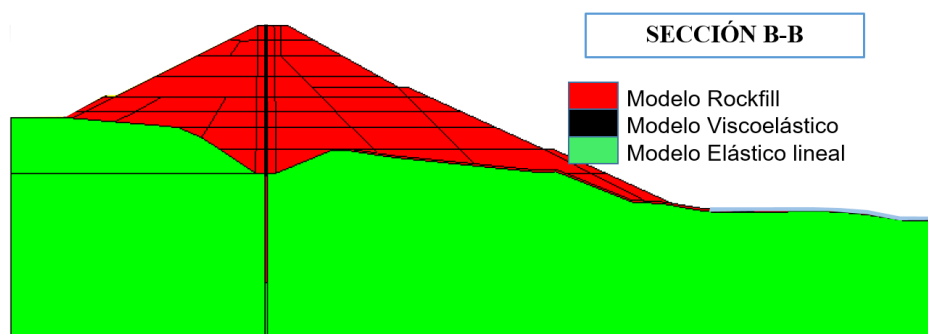


Figura 50. Modelo numérico presa Yele.

Las medidas in situ de los extensómetros ubicados al eje de la presa comparados con los resultados obtenidos de la simulación numérica, se aprecia que los resultados en la sección B-B no se encuentran muy cercanas a las medidas in situ, es decir existe una mayor deformabilidad del material en la presa en condiciones reales, esto podría ser



explicado a que no se tuvo información de la topografía por debajo del cuerpo de presa por lo que la topografía de la fundación no es correcta y con ello la altura de tierras.

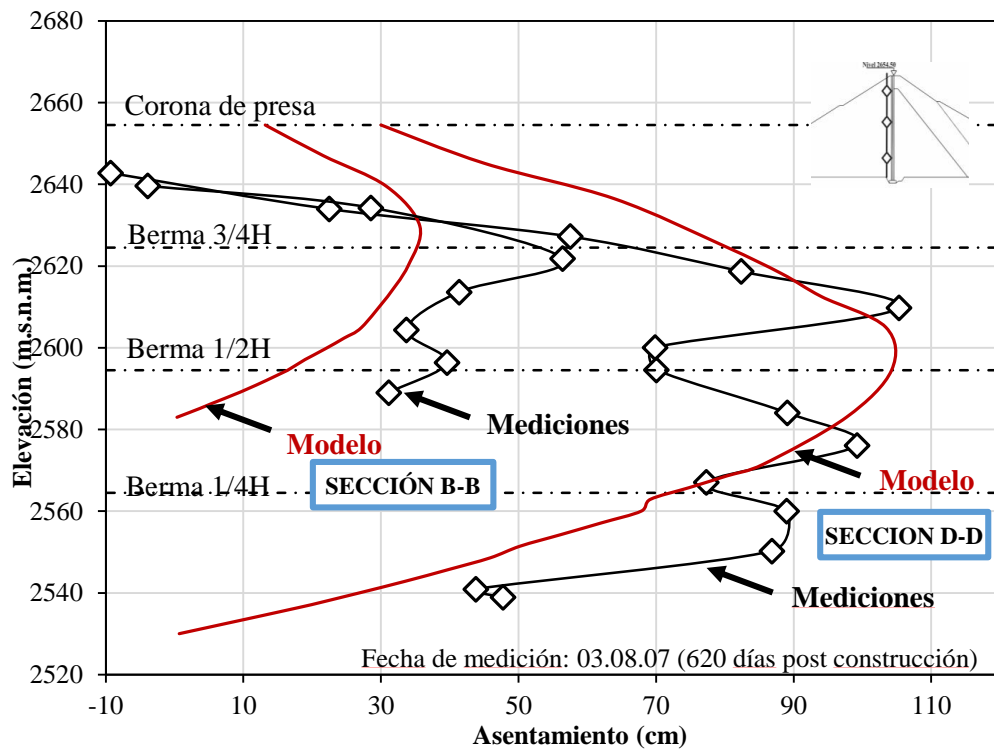


Figura 51. Comparación de medidas in situ y calculadas en extensómetro, sección B-B y D-D.

## 5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En el desarrollo del presente capítulo, únicamente se consideró el análisis de sensibilidad del creep en el análisis numérico.

### 5.1 INFLUENCIA DEL CREEP

#### 5.1.1. Bermas talud aguas abajo

El análisis de sensibilidad fue realizado evaluando el efecto del creep en el modelo numérico. Fue realizado partiendo desde una condición en la que no se tuvo en cuenta el efecto del creep, posteriormente se eligió un valor arbitrario ( $\mu = 0.0012$ ) el resultado obtenido fue contrastado con valores medidos in situ, de acuerdo a la figura 52 se observa los resultados obtenidos en el cálculo. El valor elegido como ajuste del modelo fue  $\mu = 0.0008$  (en color azul). Los resultados obtenidos y medidos in-situ se muestran en la figura 53.

El efecto del creep en escolleras tiene su semejanza en suelos a través de la consolidación secundaria que representan las deformaciones dependientes en el tiempo.

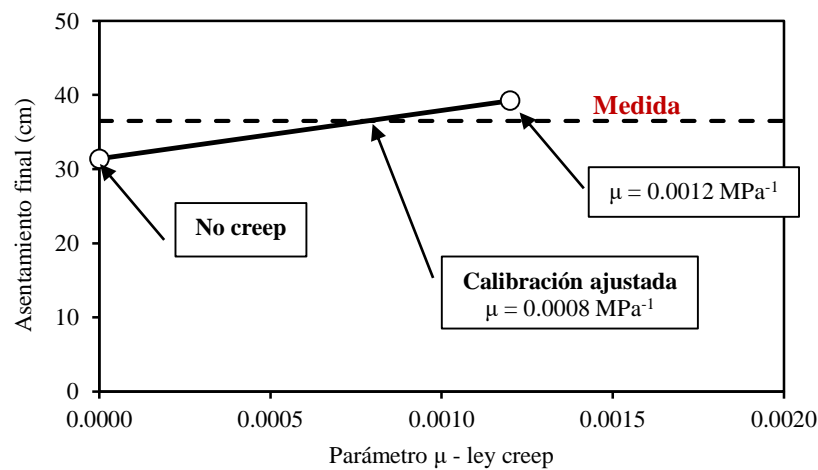
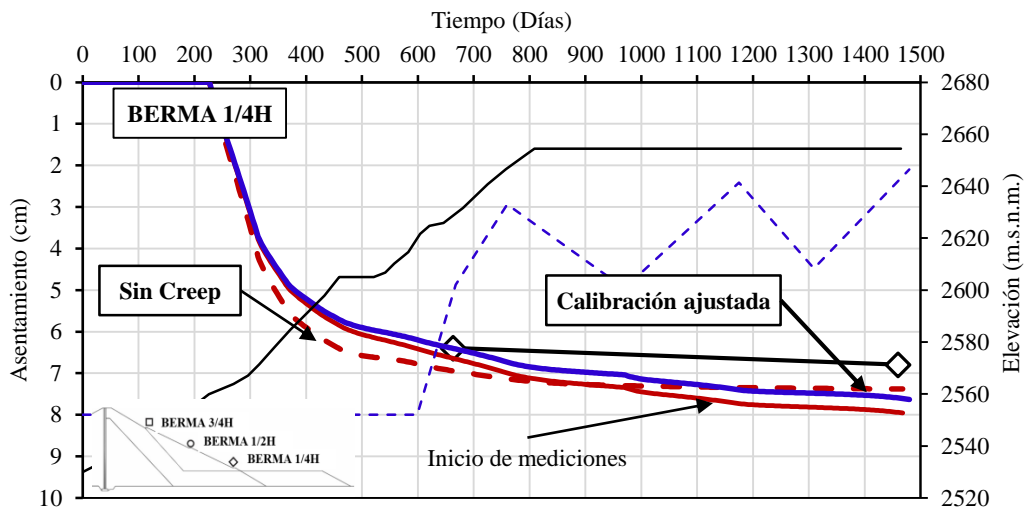
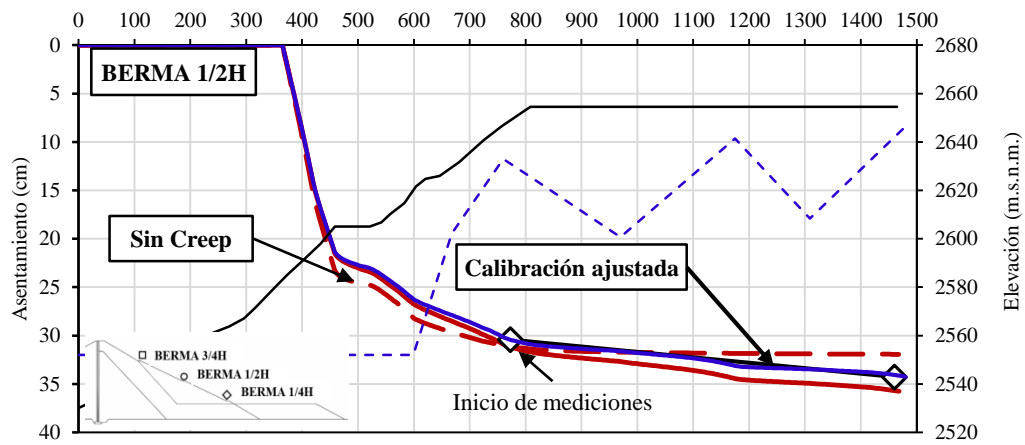


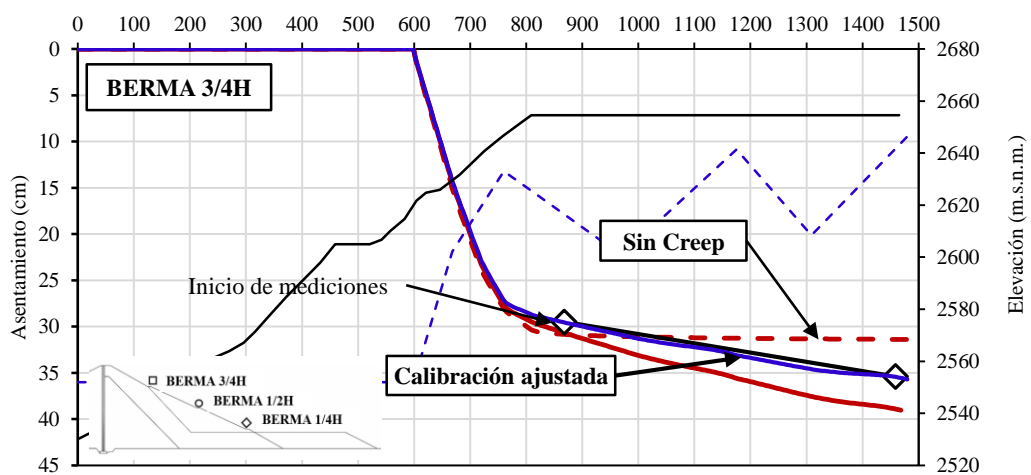
Figura 52. Evolución de valores  $\mu$



a) Berma 1/4H – Aguas abajo



b) Berma 1/2H – Aguas abajo



c) Berma 3/4H – Aguas abajo

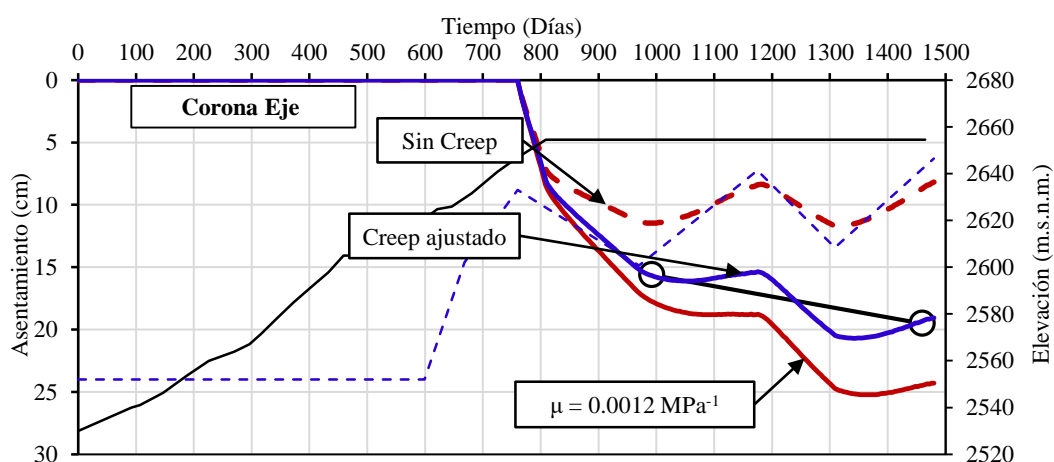
Figura 53. Valores calculados y medidas in situ en bermas aguas abajo de presa.

Los resultados del cálculo numérico con los valores de creep ajustados (en color azul) se ajustan de manera notable a las medidas in situ obtenidas de la instrumentación

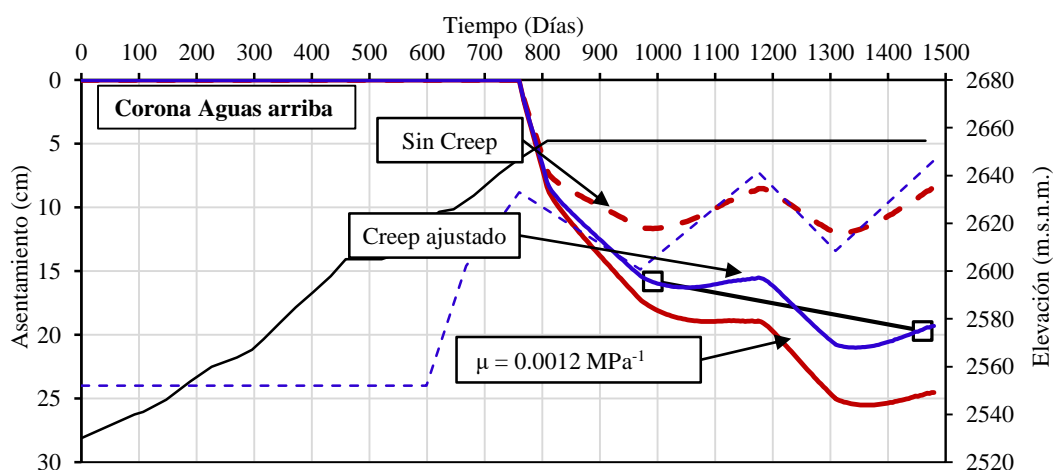
disponible. De acuerdo a la escasa disponibilidad de medidas in situ solo se cuenta con la medida inicial y final, no obstante, el cálculo se ajusta bastante bien a la medición final.

### 5.1.2. Corona de presa

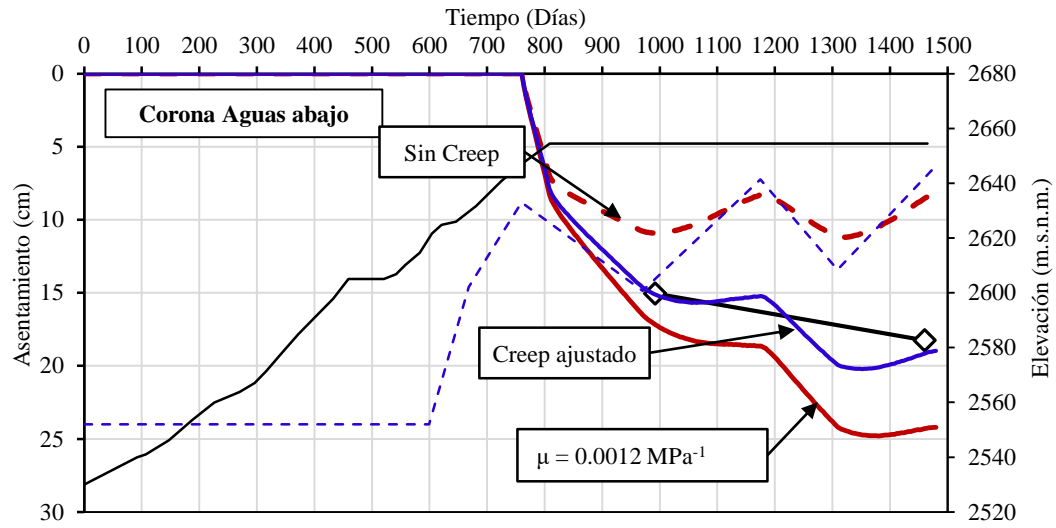
De forma análoga se verificó el parámetro de creep ajustado en los resultados de cresta de presa, para lo cual se han contrastado las medidas in situ y los resultados del modelo. Nótese la sensibilidad que presenta el parámetro de creep en los resultados, siendo un parámetro  $\mu = 0.0008 \text{ MPa}^{-1}$  el que más se ajusta a las medidas in situ.



a) Corona – Eje de presa



b) Corona – Aguas arriba



c) Corona – Aguas abajo

Figura 54. Valores calculados y medidos in situ en corona de presa.

## 6. CONCLUSIONES

### Conclusiones

Este capítulo está dedicado a las conclusiones del presente trabajo, teniendo algunos puntos importantes que remarcar en el comportamiento de la presa Yele. Finalmente, algunos comentarios para futuros trabajos de investigación son mencionados.

Se ha implementado un modelo hidro-mecánico que represente el comportamiento de la presa Yele, empleando el código CODE\_BRIGHT desarrollado por el departamento de Ingeniería Civil, obteniendo resultados muy cercanos en las zonas de las bermas aguas abajo y corona de presa.

El modelo viscoelástico lineal ha sido utilizado para simular el fenómeno de creep en el núcleo de asfalto. Se eligió como mecanismo de deformación dicho modelo. Se ha simulado ensayos de creep para el hormigón asfáltico reproduciendo con bastante aproximación las curvas experimentales desarrolladas por Wang.

La caracterización de los materiales y obtención de los parámetros constitutivos se han realizado mediante back análisis de la información de los materiales de la presa Yele documentados en la literatura. La simulación de los ensayos fue realizada a través del código CODE\_BRIGHT teniendo en cuenta cambios de la humedad relativa en el medio.

Los modelos constitutivos elegidos permiten interpretar de manera consistente el comportamiento observado en laboratorio.

Los parámetros constitutivos requeridos para el análisis numérico han sido determinados a través de back análisis de publicaciones de referencia.

Se ha verificado que el modelo numérico desarrollado es capaz de reproducir satisfactoriamente el efecto del creep luego de la construcción.

Las deformaciones por colapso en el material de escollera ocurrieron durante el primer embalse, posterior a dicho evento predominó las deformaciones diferidas en el tiempo. Dicho esto, se verifica que la succión es una variable fundamental que explica el comportamiento deformacional en materiales de escollera.

Resulta ser una ventaja la construcción de presas con esta tipología de núcleos que no dependen de la condición climática más aun en ambientes con una humedad relativa alta, en

donde los efectos de colapso suceden de manera temprana y pueden considerar a partir de ese evento solo deformaciones diferidas en el tiempo.

## **Futuros trabajos de investigación**

Una opción puede ser la implementación de un modelo constitutivo a partir de ensayos experimentales documentados en la literatura, y posteriormente acoplarla en el código de elementos finitos Code Bright para su posterior validación.

Para el presente trabajo se consideró la hipótesis de emplear la curva de retención de una arcilla para el hormigón asfáltico. Resultaría interesante estudiar la curva de retención de materiales asfálticos usados como núcleo de presa.

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Akbah Hamed, A. (2017). *Predictive Numerical Modeling of the Behavior of Rockfill Dams*. Universidad de Quebec.
- Alonso, E. E., Olivella, S., Pinyol, N. M. (2005). A review of Beliche Dam. *Géotechnique*, 55(4), 267-285.
- Alonso, E. E., Olivella, S., Soriano, A., Pinyol, N. M., Esteban, F. (2011). Construction of Lechago Dam.
- Cong-yong, R., Xin-sheng, X. (2005). Quality control for embankment of Rockfill Dam with asphalt concrete core at Yele Hydropower station. *Sichuan Water Power*.
- DIT-UPC. (2002). *CODE\_BRIGHT. A 3-D program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media*. (C. I. de M. N. en I. (CIMNE), Ed.). Barcelona.
- Duncan, J. M., Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Geotechnical Special Publication*, (118 II), 1347.
- Fang, C., Liu, Z. (2012). Stress-strain analysis of Aikou rockfill dam with asphalt-concrete core. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3(2), 186-192.
- Hueso Cuberos, O. (2003). *Compresibilidad de escolleras. Influencia de la humedad relativa*. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Mitchell, M. R., Link, R. E., Wang, W., Höeg, K. (2009). Method of Compaction has Significant Effects on Stress-Strain Behavior of Hydraulic Asphalt Concrete. *Journal of Testing and Evaluation*, 37(3), 102114.
- Oldecop, L. A., Alonso, E. E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique*, 51(2), 127-139.
- Oldecop, L. A., Alonso, E. E. (2004). Suction effects on rockfill compressibility. *Géotechnique*, 53(2), 289-292.
- Oldecop, L. A., Alonso, E. E. (2007). Discussion: Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique*, 58(9), 765-769.



- Radovskiy, B., Teltayev, B. (2018). *Viscoelastic Properties of Asphalts Based on Penetration and Softening Point* (Vol. 2).
- The International Commission On Large Dams (ICOLD). (1992). Boletin 84 - ICOLD.
- Veidekke. (2008). *Asphalt core dams*.
- Wang, W. (2008). *Research on the suitability of asphalt concrete as water barrier in dams and dikes*. Universidad de Oslo, Oslo.
- Wang, W., Höeg, K. (2016). Simplified material model for analysis of asphalt core in embankment dams. *Construction and Building Materials*, 124, 199-207.
- Wang, W., Höeg, K., Zhang, Y. (2010). Design and performance of the Yele asphalt-core rockfill dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(12), 1365-1381.